

IDENTIFICAÇÃO DE TIPOLOGIAS E CARACTERIZAÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO EXISTENTES NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES

PATRÍCIA CORDEIRO RAPOSO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Coorientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

Coorientador: Engenheiro André Filipe Castanheira Alves Furtado

MARÇO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Ao meu irmão Pedro

Aprender nunca esgota a mente.
Leonardo DaVinci

AGRADECIMENTOS

Gostaria de apresentar o meu profundo agradecimento a todos os que contribuíram, direta ou indiretamente, para a realização deste projeto e em particular, propiciaram a conclusão deste percurso:

- Ao meu orientador, Professor Doutor António Arêde, pela oportunidade de trabalhar sob a sua orientação e pelo conhecimento, vasta experiência e entusiasmo transmitidos durante o desenvolvimento deste trabalho.
- Ao meu coorientador, Professor Doutor Humberto Varum, pela disponibilidade e partilha de conhecimento.
- Ao meu coorientador Engenheiro André Furtado, pela sua disponibilidade, partilha de informações, conhecimento, experiência e entusiasmo ao longo de toda esta dissertação.
- Ao Sr. Valdemar Luís, pela habilidade, engenho e eficiência na concretização da parte experimental deste trabalho.
- Ao Doutor Nuno Pinto, pela imensa ajuda na realização da parte experimental desta dissertação, disponibilidade e partilha de conhecimentos.
- Às empresas Acaíl Açores, Albano Vieira S.A., Carreiro e Faria Construções Lda., Cimentador e Irmãos Vieira Lda. e ao Eng.º Pedro Medeiros (LREC) pela partilha de informações essencial à realização da parte experimental deste trabalho.
- Às Câmaras Municipais de Angra do Heroísmo, Horta, Lagoa, Ponta Delgada, Praia da Vitória e Ribeira Grande pela cedência e ajuda na obtenção de elementos de projetos.
- Ao Eng.º Arcindo Lucas, ao Sr. Constantino Silva e ao Eng.º Francisco Câmara, pela disponibilidade e ajuda na recolha de elementos de projetos.
- À Joana Teixeira pela ajuda na recolha de projetos;
- À Cimpor, do grupo InterCement, pela gentileza de facultar o cimento essencial na realização da parte prática desta dissertação.
- Ao Senhor Francisco Araújo da Euromodal, por ter facultado a areia para a realização da caracterização mecânica apresentada neste estudo.
- Ao LESE por facultar os recursos humanos e materiais necessários à realização do trabalho experimental.
- Aos meus amigos por todo o apoio e paciência ao longo deste percurso académico.
- Ao meu irmão Pedro, por todo o apoio incondicional que me permitiu chegar ao fim desta etapa, pela partilha de conhecimentos e experiência e pelo incentivo a que alcançasse todos os meus objetivos.

RESUMO

Na sequência do histórico sísmico das ilhas do arquipélago dos Açores, com mais destaque para as do grupo Oriental e Central, do mau comportamento revelado pelas alvenarias típicas de pedra e pelas alvenarias de blocos e tijolos nos sismos mais recentes a nível internacional, foi e é necessário conduzir os estudos da engenharia civil no sentido conseguir o comportamento possível de um edifício face ao sismo.

A avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios nos Açores é de elevada importância, pois permite fazer-se uma estimativa eficaz de perdas e prejuízos no caso de sismos futuros. Assim podem-se desenvolver estratégias no sentido de proteção sísmica a nível urbano e regional, criando soluções de reforço ou novas técnicas a utilizar na construção futura.

É, portanto, pertinente levar a cabo ensaios, campanhas experimentais e estudo dos edifícios existentes de betão armado, com alvenarias de bloco de betão, de modo a fazer uma correta caracterização desta e prever o seu comportamento face ao sismo.

Pretendeu-se assim identificar novas tipologias de paredes de alvenaria e criar uma base de dados de painéis de enchimento, ainda não existente nos Açores, recolhendo informações relativas às propriedades funcionais, geométricas e materiais de alvenarias de bloco de betão, vigas e pilares de edifícios das ilhas de São Miguel, Terceira e Faial. Estas características foram avaliadas e estudadas de modo a desenvolver-se modelos de estimativa de perdas. Estes valores foram incluídos numa base de dados, já existente, inserida numa investigação iniciada por André Furtado, Catarina Costa, António Arêde e Hugo Rodrigues [1].

Complementarmente face à escassez de informação sobre o comportamento mecânico das alvenarias de enchimento presentes na construção atual Açoriana, procedeu-se a um estudo das propriedades mecânicas das paredes de alvenaria de blocos de betão com bagacinas, através da realização de ensaios experimentais, seguindo as normas aplicáveis, a ensaios de compressão, compressão diagonal e flexão, em provetes de bloco de betão produzidos na ilha do Faial. Blocos com a mesma geometria e composição também usados em outras ilhas do grupo central, como o Pico e a Terceira, por exemplo.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas de betão armado, Paredes de Enchimento, Caracterização geométrica, Caracterização mecânica, Ensaios Experimentais.

ABSTRACT

Following the seismic history in the Azores islands, with more emphasis on the Oriental and Central groups, the bad behavior revealed through the typical stone masonry and blocks masonry in the latest international earthquakes, it was and it is necessary to conduct the civil engineering studies in order to achieve the best behavior possible of a building over the quake.

The evaluation of the seismic vulnerability of buildings in the Azores Islands is of high importance as it allows you to do an effective estimate of losses and damages in the event of future earthquakes. So we can develop strategies to seismic protection in an urban and regional level, creating enhanced solutions and new technologies to be used in future construction.

Therefore, it is appropriate to carry out standard tests, experimental campaigns and studies of existing reinforced concrete buildings with concrete block masonry in order to make a correct characterization of it and predict their behavior over the earthquake.

So it was intended to identify new types of masonry walls and create a database of infill panels data, non-existent yet in the Azores, collecting information on the functional, geometric and material properties of the concrete block masonry, beams and pillars of a collection of buildings in the islands of São Miguel, Terceira and Faial. These characteristics have been evaluated and studied in order to develop loss estimation models. These figures were included in an existing database, inserted in an investigation initiated by André Furtado, Catarina Costa, António Arêde, and Hugo Rodrigues [2] follow up with a comparison with existing data on Portugal.

There has been made a study of the mechanical properties of concrete block with lapilli masonry walls, by conducting experimental standard tests, the compression tests, diagonal compression and bending, in specimens made with concrete blocks produced on the island of Faial. Blocks with same geometry and composition also used in other islands of the Central group, as Pico and Terceira, for example.

KEYWORDS: Structures of reinforced concrete, Infill masonry panels, Geometric characterization, Mechanic characterization, Experimental testing.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
2 ENQUADRAMENTO E EVOLUÇÃO DA CONSTRUÇÃO NO ARQUIPÉLAGO AÇORES	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. ENQUADRAMENTO DO ARQUIPÉLAGO	5
2.2.1. Geografia, Relevo e Morfologia	5
2.2.2. Atividade Sísmica	7
2.3. RECURSOS NATURAIS USADOS NA CONSTRUÇÃO	9
2.3.1. Recursos Naturais	9
2.3.2. Principais Recursos Naturais Usados na Construção	10
2.4. OUTROS RECURSOS NÃO NATURAIS: CIMENTO E AÇO	15
2.5. CARACTERIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO NOS AÇORES	16
2.5.1. Estruturas de Betão Armado	16
2.5.2. Paredes de Enchimento	17
2.5.3. Argamassas e Rebocos	18
2.5.4. Evolução da Legislação Aplicável a Estruturas	19
2.6. CONCLUSÕES	21
3 EFEITOS DA AÇÃO SÍSMICA EM EDIFÍCIOS	23
3.1. INTRODUÇÃO	23
3.1.1. Caracterização dos Efeitos da Ação Sísmica	24
3.1.2. Comportamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado	24
3.1.3. Influência das Paredes de Alvenaria Na Resposta Estrutural	29
3.2. CONCLUSÕES	33

4 ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO AÇORIANOS COM PAREDES ALVENARIA DE ENCHIMENTO	35
4.1. INTRODUÇÃO	35
4.2. PARQUE HABITACIONAL DOS AÇORES	36
4.2.1. População e Edifícios Açorianos	36
4.2.2. Edifícios Existentes no Arquipélago	38
4.3. CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO COM ALVENARIAS DE ENCHIMENTO NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES	43
4.3.1. Memória Descritiva da Base de Dados	43
4.4. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS, DISCUSSÃO E COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE ESTUDOS ANTERIORES	50
4.4.1. Características Gerais dos Edifícios.....	50
4.4.2. Características dos Elementos estruturais	58
4.4.3. Propriedades geométricas das paredes de alvenaria de enchimento	66
4.5. CONCLUSÕES	83
5 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE ALVENARIA DE BLOCOS	85
5.1. INTRODUÇÃO	85
5.2. ASPETOS CONSTRUTIVOS DAS ALVENARIAS.....	86
5.3. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL MECÂNICA DE ELEMENTOS DE ALVENARIA DE BLOCOS DE BETÃO	89
5.4. CAMPANHA EXPERIMENTAL	90
5.5. MATERIAIS E SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS ADOTADAS NA CONSTRUÇÃO DOS PROVETES PARA ENSAIO	90
5.5.1. Blocos de Betão.....	90
5.5.2. Argamassa para juntas de assentamento	91
5.5.3. Aparelho de Alvenaria	92
5.6. ENSAIOS MECÂNICOS À COMPRESSÃO SIMPLES DE UNIDADES DE ALVENARIA	92
5.6.1. Determinação da Resistência à compressão de unidades de Alvenaria	92
5.6.2. Definição dos Provetes.....	93
5.6.3. Setup Experimental	93
5.6.4. Instrumentação	94
5.6.5. Metodologia	95

5.6.6. Processamento de Resultados	96
5.6.7. Resistência à Compressão Simples e Módulo de Elasticidade de blocos de Betão	98
5.6.8. Apresentação de Resultados	98
5.6.9. Análise e Discussão de Resultados	101
5.6.10. Dano Final e Conclusões	103
5.7. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS ARGAMASSAS DE ASSENTAMENTO	104
5.7.1. Determinação da Resistência à Flexão e à Compressão	105
5.7.2. Definição dos Provetes	105
5.7.3. Setup Experimental	106
5.7.4. Instrumentação	107
5.7.5. Metodologia	107
5.7.6. Processamento de Resultados	109
5.7.7. Resistência à Flexão e à Compressão	110
5.7.8. Apresentação de Resultados	110
5.7.9. Análise e Discussão de Resultados	119
5.7.10. Dano Final e Conclusões	121
5.8. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE ALVENARIA	121
5.8.1. Construção dos Provetes	123
5.9. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	126
5.9.1. Definição dos Provetes	126
5.9.2. Setup Experimental	128
5.9.3. Instrumentação	130
5.9.4. Metodologia de Ensaio	131
5.9.5. Processamento dos Resultados	133
5.9.6. Resistência à Compressão e Módulo de Elasticidade	134
5.9.7. Apresentação de Resultados	134
Através do uso de instrumentação adequada ao tipo de ensaio em questão foi determinada a resistência à compressão da alvenaria de blocos em estudo.	134
5.9.8. Análise e Discussão de Resultados	139
5.9.9. Evolução do Dano e Conclusões	141
5.10. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAGONAL (CORTE)	146
5.10.1. Definição dos Provetes	146
5.10.2. Setup Experimental	147

5.10.3. Instrumentação	150
Metodologia de Ensaio	150
5.10.4. Processamento dos Resultados	156
5.10.5. Resistência ao Corte e Módulo de Distorção	157
5.10.6. Apresentação de resultados	158
Análise e Discussão de Resultados	163
5.10.7. Evolução do Dano e Conclusões	164
5.11. ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO	172
5.11.1. Ensaio de Resistência à Flexão Segundo um Plano de Rotura Paralelo às Juntas Horizontais	172
5.11.2. Ensaio de Resistência à Flexão Segundo um Plano Perpendicular às Juntas Horizontais ...	184
5.12. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICO-EXPERIMENTAIS	197
5.12.1. Resistência Característica à Compressão da Alvenaria, Módulo de Elasticidade, Módulo de Distorção e Coeficiente de Poisson.....	197
5.12.2. Resistência à Flexão Segundo um Plano de Rotura Paralelo e um Plano Rotura Perpendicular às Juntas Horizontais	201
5.13. CONCLUSÕES.....	202
6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	205
6.1. CONCLUSÕES.....	205
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	207
ANEXOS.....	1

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 - Destruição provocada pelo sismo de 1998 no Faial (Retirado de: CVARG [4]).	1
Fig. 1.2 – Danos provocados pelo sismo de 1980 na Terceira: (a) Rua do Palácio (foto: Mário Silva); (b) Rua de Barcelos (foto: Mário Silva); (c) Solar dos Remédios (foto: Mário Silva). (d) Missão às ilhas Faial e Pico nos Açores, em Dezembro de 1973 (retirado de: LNEC [5]).	2
Fig. 2.1: Distribuição e morfologia das ilhas dos Açores (retirado de: [9]).	6
Fig. 2.2 - Principais elementos morfotectónicos dos Açores (retirado de: [9]).	7
Fig. 2.3 - Distribuição dos epicentros dos sismos mais violentos da história dos Açores desde 1522 a 1998 (retirado de: [4]).	7
Fig. 2.4 - Distribuição dos epicentros de todos os sismos ocorridos nos Açores entre 1980 e 1998 (retirado de: [4]).	7
Fig. 2.5 - Frequência sísmica anual para o período de 1850-1946 (retirado de: [12]).	8
Fig. 2.6 - Distribuição dos sismos com intensidade superior a VII desde 1522 a 1998.	9
Fig. 2.7 - Distribuição dos sismos com intensidade maior ou igual a VII desde a população do arquipélago.	9
Fig. 2.8 – Telha regional típica dos Açores.	10
Fig. 2.9- Ilhéus da Madalena (foto: Q. Néné).	11
Fig. 2.10 - Minerais dos Açores (adaptado de: [18]).	13
Fig. 2.11 - Fotografia retirada no Faial, onde se pode ver bagacinas negras e vermelhas (retirado de: [19]).	13
Fig. 2.12 - Extração de basalto para serração e central de britagem (retirado de: [21]).	14
Fig. 2.13 - Bloco de betão de agregados: (a) Maciço; (b) Furado verticalmente, produzido em São Miguel; (c) Furado verticalmente, produzido no Faial.	16
Fig. 2.14 – Telhado: (a) Em "francesa"; (b) Em "cavalo"; (c) Em "tesoura" (retirado de: Neves [22]).	17
Fig. 2.15 – (a) Reboco + bloco de 30 + reboco; (b) Reboco + bloco de 20 + caixa-de-ar + bloco de 15 + reboco; (c) Pedra + reboco + bloco de 30 + reboco; (d) Reboco + bloco de 30 + reboco + caixa-de-ar + gesso cartonado; (e) Madeira + caixa-de-ar + reboco + bloco de 30 + reboco (dimensões das figuras em m) (adaptado de: [10]).	18
Fig. 2.16 - Zonamento sísmico no arquipélago dos Açores (ação sísmica tipo 2) (retirado de: [29]).	21
Fig. 3.1 - Danos em elementos de betão armado devidos à falta de pormenorização construtiva (Koeri, 1999) (Retirado de: [34]).	26
Fig. 3.2- Rotura por corte dos pilares de um edifício existente (sismo desconhecido) (Retirado de: [35]).	26
Fig. 3.3 – (a) Funcionamento da parede de alvenaria de enchimento confinada como bielas; (b) Separação entre pórtico e alvenaria.	30
Fig. 3.4- Modos de rotura da alvenaria de enchimento: (a) Rotura ao longo das juntas; (b) Rotura diagonal; (c) Rotura por esmagamento dos cantos comprimidos (retirado de: [34]).	30

Fig. 3.5 - Esquema de funcionamento da parede como bielas na presença de aberturas.....	30
Fig. 3.6 - Esquema da deformação de um pórtico de betão devido à ação sísmica.	31
Fig. 3.7 - Diferentes comportamentos de pilares para igual deslocamento entre pisos: (a) Sem paredes; (b) Com paredes.....	32
Fig. 3.8 - Mecanismo de piso ou soft-storey no hospital de São Fernando, Califórnia (retirado de: [44].	33
Fig. 3.9 - Criação involuntária de um piso vazado: (a) Situação no início do sismo; (b) Situação após o colapso das alvenarias do rés-do-chão, se este ocorrer antes de ocorrerem danos nas alvenarias superiores.	33
Fig. 4.1 - Densidade populacional nos Açores, 2011. (Adaptado de: Censos 2011 [48]).	37
Fig. 4.2 – Densidade de alojamentos nos Açores, 2011. (Adaptado de: Censos 2011 [48]).	37
Fig. 4.3 - Evolução ao longo dos anos do número de edifícios licenciados nos Açores (fonte: SREA [49]).....	38
Fig. 4.4 - Evolução ao longo dos anos do tipo de construção nos Açores (Fonte: Censos 2011).	38
Fig. 4.5 - Evolução ao longo dos anos dos tipos de revestimento exterior em edifícios dos Açores (Fonte: Censos 2011).	39
Fig. 4.6 - Evolução ao longo dos anos do tipo de cobertura dos edifícios dos Açores (Fonte: Censos 2011).....	39
Fig. 4.7 - Percentagem de edifícios açorianos segundo o número de pisos (Fonte: Censos 2011). ...	40
Fig. 4.8 - Tipos de estrutura dos edifícios segundo o número de pisos nos Açores (Fonte: Censos 2011).....	41
Fig. 4.9 - Revestimento exterior segundo o número de pisos (Fonte: Censos 2011).....	41
Fig. 4.10 - Cobertura de edifícios segundo o número de pisos (Fonte: Censos 2011).	42
Fig. 4.11 - Variação das necessidades de reparação ao longo das épocas de construção nos Açores (Fonte: Censos 2011).	42
Fig. 4.12 - Características gerais dos edifícios estudados.....	45
Fig. 4.13 – Identificação de paredes confinadas e não confinadas: (a) Planta arquitetónica; (b) Planta estrutural; (c) Alçado.....	45
Fig. 4.14 - Características estruturais dos pilares.	46
Fig. 4.15 – Características estruturais das vigas.	47
Fig. 4.16 - Dimensões geométricas das paredes de alvenaria de enchimento de um pórtico.	48
Fig. 4.17 - Características geométricas das paredes de alvenaria de enchimento (quarta folha).	49
Fig. 4.18 – Distribuição do número de edifícios analisados de acordo com a sua localização.	50
Fig. 4.19 – Ano de construção dos edifícios; (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).....	51
Fig. 4.20 - Número de pisos por edifícios: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).	52

Fig. 4.21 – Altura: (a) Piso R/C; (b) Média dos pisos superiores.....	52
Fig. 4.22 – Altura: (a) Piso R/C, estudos anteriores (retirado de: [47]); (b) Média dos pisos superiores, estudos anteriores (retirado de: [47]).	53
Fig. 4.23 – Rácio da altura do piso do rés-do-chão/altura média dos pisos superiores.....	53
Fig. 4.24 – Relação entre altura do piso R/C e a média das alturas dos pisos superiores.	53
Fig. 4.25 – Exemplo de um edifício com overhang entre o primeiro piso e o rés-do-chão (retirado de: [53]).	54
Fig. 4.26 – Área: (a) Em planta do piso R/C; (b) Média em planta dos pisos superiores.....	54
Fig. 4.27 - Rácio entre a área do piso do rés-do-chão e a área média dos pisos superiores.	55
Fig. 4.28 – Área em planta do piso tipo dos estudos anteriores (retirado de: [47]).	55
Fig. 4.29 - Distribuição dos tipos de blocos pelas ilhas dos Açores.	56
Fig. 4.30 - (a) Classe de betão; (b) Resistência característica, em cilindros, do betão, aos 28 dias de idade.....	57
Fig. 4.31 - (a) Tipo de aço utilizado; (b) Tensão de cedência do aço presente nos edifícios.	57
Fig. 4.32 – Distribuição da espessura das lajes por tipo de laje.....	58
Fig. 4.33 – Altura da laje: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).	59
Fig. 4.34 – Profundidade da secção dos pilares: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).	59
Fig. 4.35 – Largura da secção dos pilares: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).	60
Fig. 4.36 – Percentagem de armadura dos pilares: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores [47].....	61
Fig. 4.37 – Percentagem de reforço transversal dos pilares (estribos).	61
Fig. 4.38 – Percentagem de reforço transversal dos pilares: (a) Estudo de 2015 (retirado de: [1]); (b) Estudo de 2014 (retirado de: [47]).	62
Fig. 4.39 - Altura da secção das vigas: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [2, 47]).	63
Fig. 4.40 - Largura das vigas: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [2, 47]).	63
Fig. 4.41 - Comprimento das vigas.	64
Fig. 4.42 - Percentagem de armadura longitudinal a meio vão: (a) Estudo atual; (b) Estudo anteriores (retirado: [47]).	65
Fig. 4.43 - Armadura longitudinal: (a) no apoio esquerdo das vigas; (b) no apoio direito das vigas....	65
Fig. 4.44 – Percentagem de reforço transversal das vigas (estribos).....	66
Fig. 4.45 – Percentagem de reforço transversal das vigas do estudo anterior (retirado de: [47]).	66
Fig. 4.46 - Vão de pórticos com alvenaria (confinada e não confinada): (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).	67

Fig. 4.47 - Vão de pórticos com alvenaria confinada: (a) Estudo atual; (b) Estudo anterior (retirado de: [47]).....	67
Fig. 4.48 - Vão de pórticos com alvenaria confinada com aberturas: (a) Estudo atual; (b) Estudo anterior (retirado de: [47]).....	68
Fig. 4.49 - Tipologias identificadas nos edifícios estudados na presente investigação e em estudos anteriores [1, 47].....	71
Fig. 4.50 – Tipologias de paredes de enchimento identificadas.	71
Fig. 4.51 - Tipologias de paredes (a) Estudo de Borges (retirado de: [47]); (b) Estudo de Furtado et. Al (retirado de: [47]).	72
Fig. 4.52 - Distância entre o piso inferior e a abertura: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).	72
Fig. 4.53 - Distância entre a abertura e o piso superior: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).	73
Fig. 4.54 - Distância entre o pilar e abertura: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).....	74
Fig. 4.55 - Distância entre aberturas: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).	74
Fig. 4.56 - Altura das aberturas em paredes de alvenaria de enchimento: (a) Estudo atual; (b) Estudo anterior (retirado de: [47]).	75
Fig. 4.57 - Comprimento das aberturas: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47])... ..	75
Fig. 4.58 - Rácio entre: (a) A altura da abertura e a altura do painel de enchimento; (b) O comprimento da abertura e o comprimento do painel de enchimento.	76
Fig. 4.59 - Rácio entre: (a) A altura da abertura e a altura do painel de enchimento em estudos anteriores (retirado de: [47]); (b) O comprimento da abertura e o comprimento do painel de enchimento em estudos anteriores (retirado de: [47]).....	77
Fig. 4.60 - Relação entre a área do painel de enchimento e a área de abertura: (a) Estudo atual; (b) Estudo anterior (retirado de: [47]).....	78
Fig. 4.61 - Relação entre a área da abertura e o comprimento da diagonal da abertura: (a) Estudo atual; (b) Estudo anterior (retirado de: [47]).	78
Fig. 4.62 - Relação entre a área da abertura e o comprimento da diagonal da abertura de ambos os estudos.	79
Fig. 4.63 - Esquema de aberturas: (a) Quadradas; (b) Retangulares.....	79
Fig. 4.64 – (a) Curva dos valores do comprimento da abertura em função da área da abertura, em que as aberturas são quadradas; (b) Sobreposição da curva onde as aberturas são quadradas com os resultados obtidos no presente estudo.....	80
Fig. 4.65 - Rácio entre a área de abertura e a área da fachada: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).	80
Fig. 4.66 - Rácio l/h e comparação com o valor mínimo exigido pelo EC8 [8].....	81
Fig. 4.67 - Tipologias identificadas com dimensões médias.	83

Fig. 5.1 - Igreja Matriz de S. Sebastião (Ponta Delgada, ano aproximado de conclusão 1545).	85
Fig. 5.2 - Modelo de ensaio desenvolvido por Bauschinger em 1873 [56].	86
Fig. 5.3 - Exemplos de diferentes formas de blocos de betão - blocos correntes [58].	87
Fig. 5.4 - Comportamento mecânico à compressão de materiais utilizados no fabrico de unidades de alvenaria: a) cerâmica; b) betão; c) betão de agregados leves [57].	87
Fig. 5.5 - Formas de disposição das unidades de alvenaria no assentamento: (a) American (or common) bond; (b) English (or cross) bond; (c) Flemish bond; (d) Stack bond; (e) Stretcher bond [59].	87
Fig. 5.6 – Planta e corte com esquema de ligadores (a linha preta mais acentuada) a fazer a ligação entre o pórtico de betão armado e a alvenaria	88
Fig. 5.7 - Enchimento de espaço vazio entre parede de alvenaria e pórtico com argamassa.	88
Fig. 5.8 - Enchimento de espaço vazio entre parede de alvenaria e pórtico com pedaços de blocos e argamassa.	88
Fig. 5.9 – Unidades de alvenaria: (a) Dimensões exteriores (unidades em mm); (b) Vista inferior; (c) Corte a meio.	90
Fig. 5.10 - Unidades de alvenaria usadas nos ensaios (origem: Faial).	91
Fig. 5.11 - Amostra de embalagens de cimento utilizado na construção dos provetes. (a) CEM II/B-L 32,5 N; (b) CEM II/A-L 42,5 R.	91
Fig. 5.12 - Esquema do aparelho de alvenaria	92
Fig. 5.13 - Unidade de alvenaria ensaiada.	92
Fig. 5.14 - Dimensões dos blocos: (a) Vista superior; (b) Vista inferior; (c) Lado do bloco em corte (dimensões em mm).	93
Fig. 5.15 - Exemplo do Setup de ensaio em laboratório de caracterização mecânica à compressão simples de unidades de alvenaria (parte da frente).	94
Fig. 5.16 - Disposição dos LVDTs adotada para os ensaios de compressão simples dos blocos de betão.	95
Fig. 5.17 - Esquema funcional do ensaio de caracterização mecânica à compressão simples de unidades de alvenaria: (a) Vista de cima; (b) Alçado frontal (dimensões estão em mm).	95
Fig. 5.18 - Uso de suportes magnéticos para colocação dos LVDTs.	96
Fig. 5.19 - Área de aplicação da carga.	97
Fig. 5.20 - Coeficientes multiplicadores de conversores (retirado de: [62]).	97
Fig. 5.21 - Fator de forma, δ , a aplicar para ter em conta as dimensões dos provetes após regularização das faces (retirado de: [62]).	98
Fig. 5.22 - Relação tensão-extensão dos blocos de betão do lote 1.	100
Fig. 5.23 - Relação tensão versus extensão dos blocos de betão do lote 2.	100
Fig. 5.24 - Bloco 1, Lote 1.	103

Fig. 5.25 - Bloco 2, Lote 1.....	103
Fig. 5.26 - Bloco 3, Lote 1.....	103
Fig. 5.27 - Bloco 1, Lote 2.....	104
Fig. 5.28 - Bloco 2, Lote 2.....	104
Fig. 5.29 - Bloco 3, Lote 2.....	104
Fig. 5.30 - Bloco 4, Lote 2.....	104
Fig. 5.31 - Bloco 5, Lote 2.....	104
Fig. 5.32 - Bloco 6, Lote 2.....	104
Fig. 5.33 - Dimensões dos provetes usados no ensaio de determinação: (a) Resistência à flexão; (b) Resistência à compressão (dimensões em mm).	106
Fig. 5.34 - Equipamento e setup de ensaio à flexão.	106
Fig. 5.35 - Aplicação da força sobre o provete apoiado em dois apoios cilíndricos.	106
Fig. 5.36 - Setup de ensaio para determinação de resistência à compressão de provetes de argamassa.	107
Fig. 5.37 – Aplicação de carga de compressão no provete.	107
Fig. 5.38 - Esquema de ensaio: (a) Flexão; (b) Compressão (dimensões em mm).	108
Fig. 5.39 - (a) aplicação de óleo no molde metálico; (b) Compactação das camadas com um martelo; (c) cobertura com filme de polietileno e identificação da amostra.	108
Fig. 5.40 - Área de aplicação da carga.....	110
Fig. 5.41 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à flexão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à compressão simples.....	111
Fig. 5.42 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à compressão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à compressão simples.....	111
Fig. 5.43 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à flexão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à compressão diagonal (tipo A).	112
Fig. 5.44 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à compressão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à compressão diagonal (tipo A).	112
Fig. 5.45 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à flexão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à compressão diagonal (tipo B).	113
Fig. 5.46 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à compressão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à compressão diagonal (tipo B).	113
Fig. 5.47 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à flexão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à flexão segundo um plano paralelo às juntas horizontais.	114
Fig. 5.48 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à compressão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à flexão segundo plano paralelo às juntas horizontais.	114

Fig. 5.49 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à flexão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais.....	115
Fig. 5.50 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à flexão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais.....	115
Fig. 5.51 – Provetes de argamassa: (a) e (b) Após a rotura por flexão; (c) e (d) Após a rotura por compressão.	121
Fig. 5.52 - Betoneira (processo mecânico) para misturar a argamassa.....	123
Fig. 5.53 - (a) Enchimento das juntas verticais; (b) Assentamento do bloco na argamassa, com o auxílio de um martelo; (c) Preenchimento das juntas verticais no final da construção do provete.	123
Fig. 5.54 (a) Uso de processos mecânicos para cortar os blocos; (b) Uso de processos manuais na face cortada do bloco.	124
Fig. 5.55 - Uso de nível para alinhar todas as camadas dos provetes.	124
Fig. 5.56 - (a) Provete para ensaio de compressão diagonal (corte) em amostras de alvenaria, (após construção); (b) Provete para ensaio de resistência à compressão (após construção).	125
Fig. 5.57- À esquerda os provetes para ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais (com 1 dia de idade), à direita os provetes para ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais (após construção).	125
Fig. 5.58 - Unidade de alvenaria com dimensões discriminadas segundo a norma 1052-1.	127
Fig. 5.59 - Provete de alvenaria para ensaio de resistência à compressão com dimensões escolhidas de acordo com a norma EN 1052-1 (dimensões em mm).	127
Fig. 5.60 - Exemplo do Setup de ensaio em laboratório de caracterização mecânica à compressão simples de alvenaria (parte da frente).	128
Fig. 5.61 - Perspetiva do Setup de ensaio de provetes para determinar a resistência à compressão.	129
Fig. 5.62 – Alçado principal do Setup de ensaio de provetes para determinar a resistência à compressão.	129
Fig. 5.63 - (a) Aplicação de parafuso de apoio ao LVDT; (b) Aplicação dos LVDTs no provete; (c) Aspeto final do provete com todos os transdutores de deslocamento. ... Erro! Marcador não definido.	
Fig. 5.64 – Correta aplicação dos sensores de deslocamento no provete de alvenaria segundo a norma NP EN 1052-1 2002.	132
Fig. 5.65 - Esquema funcional do ensaio de caracterização mecânica à compressão simples e instrumentação utilizada (dimensões estão em mm).	132
Fig. 5.66 - Área de implementação da carga no plano a vermelho (dimensões em mm).	133
Fig. 5.67 - Ajuste da célula de carga de modo a dar-se início ao ensaio.	133
Fig. 5.68 - Diagrama das forças <i>versus</i> média dos deslocamentos laterais nos 3 provetes ensaiados.	135

Fig. 5.69 - Diagrama das forças <i>versus</i> média dos deslocamentos centrais nos 3 provetes ensaiados.	135
Fig. 5.70 - Diagrama de tensão <i>versus</i> valores médios da extensão (lateral) dos 3 provetes ensaiados.	136
Fig. 5.71 - Diagrama de tensão <i>versus</i> valores médios da extensão (central) dos 3 provetes ensaiados.	136
Fig. 5.72 - Exemplo do resultado da determinação do módulo de elasticidade (extensão lateral).....	138
Fig. 5.73 - Exemplo do resultado da determinação do módulo de elasticidade (extensão central)....	139
Fig. 5.74 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 1.	141
Fig. 5.75 - (a) Parte da frente do provete após rotura; (b) Parte de trás do provete após rotura.	142
Fig. 5.76 - (a) Lado direito do provete após rotura; (b) Lado esquerdo do provete após rotura.	142
Fig. 5.77 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 2.	143
Fig. 5.78 – (a) Parte da frente do provete após rotura; (b) Parte de trás do provete após rotura.	143
Fig. 5.79 - (a) Lado direito do provete após rotura; (b) Lado esquerdo do provete após rotura.	144
Fig. 5.80 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 3.	144
Fig. 5.81 – (a) Parte da frente do provete após rotura; (b) Parte de trás do provete após rotura.	145
Fig. 5.82 - (a) Lado direito do provete após rotura; (b) Lado esquerdo do provete após rotura.	145
Fig. 5.83 - Plano a vermelho representa a zona mais suscetível de ocorrer fendas nos blocos, dos provetes de alvenaria sujeitos a compressão simples.	146
Fig. 5.84 – O plano a vermelho representa a posição onde ocorre mais fendas nos blocos, dos provetes de alvenaria sujeitos a compressão simples.	146
Fig. 5.85 - Dimensões do provete para ensaio de compressão diagonal (corte) (dimensões em mm): (a) Provetes tipo I; (b) Provetes tipo II.	147
Fig. 5.86 - Rotação do provete a ensaiar 45° (todas as dimensões em mm): (a) Tipo I; (b) Tipo II. ...	147
Fig. 5.87 - Setup de ensaio adotado.	148
Fig. 5.88 - Perspetiva do Setup de ensaio de provetes para determinar a resistência ao corte por compressão diagonal.	149
Fig. 5.89 - Alçado principal do Setup de ensaio de provetes para determinar a resistência ao corte por compressão diagonal.	149
Fig. 5.90 - Esquema funcional do ensaio de caracterização mecânica de provetes de alvenaria ao corte e instrumentação adotada (dimensões estão em mm).	151
Fig. 5.91 - Canto cortado para facilitar a colocação do cabeço metálico.	153
Fig. 5.92 - Preenchimento da zona de corte com argamassa.	153

Fig. 5.93 - Transporte do provete com o auxílio da ponte do laboratório e preparação para rotação do provete.....	153
Fig. 5.94 - Rotação do provete com meios manuais e mecânicos em simultâneo.....	153
Fig. 5.95 - Transporte e inserção do provete no cabeço metálico inferior.....	154
Fig. 5.96 - Colocação de argamassa entre o cabeço metálico e o provete de alvenaria.	154
Fig. 5.97 - Na parte superior do provete aplica-se uma fina camada de argamassa.	154
Fig. 5.98 - Posicionamento e colocação do cabeço superior.	154
Fig. 5.99 - Ligação dos cabelos metálicos feita com fitas.....	155
Fig. 5.100 - Colocação do provete na máquina de ensaio, com o apoio de um empilhador.....	155
Fig. 5.101 - Colocação da instrumentação de medição dos deslocamentos, LVDTs.	155
Fig. 5.102 - Aspeto final do setup de ensaio.	155
Fig. 5.103 - Medições das dimensões do provete e da espessura das juntas.	156
Fig. 5.104 - Pesagem individual do provete através de célula presente na ponte existente no laboratório.....	156
Fig. 5.105 - Distribuição da resistência ao corte em função da distorção sofrida pelos provetes (provetes tipo I).....	159
Fig. 5.106 – Distribuição da resistência ao corte em função da distorção sofrida pelos provetes (provetes tipo II).....	159
Fig. 5.107 - Distribuição da resistência ao corte em função da distorção vertical e horizontal (provetes tipo I).....	160
Fig. 5.108 - Distribuição da resistência ao corte em função da distorção vertical e horizontal (provetes tipo II).....	160
Fig. 5.109 - Distribuição da resistência ao corte em função da distorção, para um intervalo entre 110 e 13 da tensão de rotura e respetivas regressões lineares (provetes tipo I).....	161
Fig. 5.110 - Distribuição da resistência ao corte em função da distorção, para um intervalo entre 110 e 13 da tensão de rotura e respetivas regressões lineares (provetes tipo II).....	161
Fig. 5.111 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 1.	164
Fig. 5.112 - Parte da frente do provete.	165
Fig. 5.113 - Parte de trás do provete.	165
Fig. 5.114 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 2.	166
Fig. 5.115 - Parte da frente do provete.	166
Fig. 5.116 - Parte de trás do provete.	166
Fig. 5.117 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 3.	167

Fig. 5.118 - Parte da frente do provete.....	167
Fig. 5.119 - Parte de trás do provete.....	167
Fig. 5.120 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 4.	168
Fig. 5.121 – Parte da frente do provete.....	168
Fig. 5.122 - Parte de trás do provete.....	168
Fig. 5.123 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 5.	169
Fig. 5.124 - Parte da frente do provete.....	169
Fig. 5.125 - Parte de trás do provete.....	169
Fig. 5.126 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 6.	170
Fig. 5.127 - Parte da frente do provete.....	170
Fig. 5.128 - Parte de trás do provete.....	170
Fig. 5.129 - Esquema representativo das distâncias das juntas mais próximas da zona de aplicação da carga, no caso da disposição de ensaio dos provetes: (a) D1 e D2; (b) D3 (dimensões em mm).	171
Fig. 5.130 - Esquema do tipo de rotura que ocorreu e disposição das juntas: (a) Provetes D1 e D2; (b) Provede 3.	171
Fig. 5.131 - Provede para resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais: (a) Esquema do provede com no mínimo duas juntas horizontais na dimensão l_2 : (b) Aspeto final do provede e dimensões (dimensões em mm).	173
Fig. 5.132 - Setup de ensaio adotado.	174
Fig. 5.133 - Vista do setup de ensaio à flexão segundo um plano paralelo às juntas.	174
Fig. 5.134 - Alçado principal do setup de ensaio de provetes para determinar a resistência à flexão segundo um plano paralelo às juntas horizontais.	175
Fig. 5.135 – Posição dos LVDTs, perpendicularmente à fase de aplicação da carga.....	176
Fig. 5.136 - Esquema funcional do ensaio de caracterização mecânica à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais e instrumentação adotada (dimensões em mm).....	177
Fig. 5.137 - (a) Transporte do provede e colocação no setup de ensaio; (b) Pormenor das folhas de teflon lubrificadas colocadas debaixo do provede.....	177
Fig. 5.138 - Pormenorização das zonas de aplicação de carga e de apoio dos provetes: (a) Lado da aplicação de carga; (b) Lado dos apoios.....	178
Fig. 5.139 - Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano paralelo às juntas.	179
Fig. 5.140 – Evolução temporal da fendilhação do provede 1.	181
Fig. 5.141 - Evolução temporal de fendilhação do provede 2.	182

Fig. 5.142 - Evolução temporal da fendilhação do provete 3.....	182
Fig. 5.143 - Evolução temporal da fendilhação do provete 4.....	183
Fig. 5.144 - Evolução temporal da fendilhação do provete 5.....	183
Fig. 5.145 - Esquemas representativos da rotura dos provetes (segundo a direção de carga aplicada nos ensaios, da direita para a esquerda): (a) e (c) Linha a vermelho representa as juntas horizontais ao longo das quais se deu a rotura dos provetes; (c) e (d) Deformada (linha a tracejado) observada no ensaio conforme a junta que se deu a rotura.....	184
Fig. 5.146 - Provete de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais: (a) Esquema dos provetes com no mínimo uma junta vertical por fiada na dimensão l_2 ; (b) Aspeto final do provete e dimensões (dimensões em mm).	185
Fig. 5.147 - Setup de ensaio adotado.	186
Fig. 5.148 – Vista do setup de ensaio dos provetes à flexão segundo um plano perpendicular às juntas.	187
Fig. 5.149 - Alçado principal do setup de ensaio de provetes para determinar a resistência à flexão segundo um plano perpendicular às juntas horizontais.	187
Fig. 5.150 - Posição dos LVDTs, perpendicularmente à fase de aplicação da carga.	188
Fig. 5.151 - Esquema funcional do ensaio de caracterização mecânica à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais e instrumentação adotada (dimensões em mm).	190
Fig. 5.152 - Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano perpendicular às juntas.	191
Fig. 5.153 - Resultados dos LVDTs para o provete de teste.	192
Fig. 5.154 - Dano final do provete 2: (a) Parte de cima; (b) Frente do provete; (b) Parte de trás do provete.....	193
Fig. 5.155 - Dano final do provete 3: (a) Parte de cima; (b) Frente do provete; (b) Parte de trás do provete.....	194
Fig. 5.156 - Dano final do provete 4: (a) Parte de cima; (b) Frente do provete; (b) Parte de trás do provete.....	194
Fig. 5.157 - Dano final do provete 5: (a) Parte de cima; (b) Frente do provete; (b) Parte de trás do provete.....	195
Fig. 5.158 - Dano final do provete 6: (a) Parte de cima; (b) Frente do provete; (b) Parte de trás do provete.....	196
Fig. 5.159 - Deformada (linha a tracejado) do provete quando sujeito a flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais.	196
Fig. 5.160 - Principais mecanismos de rotura identificados (dimensões em mm).....	197
Fig. 5.161 - Planos de rotura da alvenaria em flexão (retirado de: EC6 [60]).	201
Fig. 5.162 - Quadros com os valores da resistência à flexão de provetes de alvenaria (retirado de Eurocódigo 6 [60]).	201

Fig. A.1 - Armazenamento de bagacinas ao ar livre (retirado de: Carvalho [69]).	14
Fig. A.2 - Colocação das bagacinas e cimento na betoneira (retirado de: Carvalho [69]).	14
Fig. A.3 – (a) Recolha da argamassa (retirado de: [69]).	15
Fig. A.4 - Fabrico de blocos (retirado de: [69]).	15
Fig. A.5 - Armazenamento de blocos (retirado de: [69]).	15

ÍNDICE DE QUADROS (TABELAS)

Tabela 2.1 - Dimensões gerais das ilhas do arquipélago Açores (Fonte: Leite [10]).	6
Tabela 2.2 - Quadro resumo das ilhas mais afetadas com sismos de intensidade superior a 7 na escala IMM.	8
Tabela 2.3 - Denominação dos piroclastos dependendo das suas dimensões. (fonte: [17]).	12
Tabela 2.4 - Composição química de escórias dos Açores (fonte: [17]).	12
Tabela 2.5 - Zonas extrativas a manter e a excluir para o Plano Sectorial de Ordenamento do Território para as Atividades Extrativas da Região Autónoma dos Açores.	14
Tabela 4.1 - Dados relativos à população dos Açores (Fonte: Censos 2011 [48]).	36
Tabela 5.1 - Propriedades geométricas dos blocos.	99
Tabela 5.2 - Massa e massa volúmica dos blocos ensaiados.	99
Tabela 5.3 – Resultados obtidos relativamente à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade dos blocos.	101
Tabela 5.4 - Resistência à compressão normalizada.	101
Tabela 5.5 - Quadro resumo dos parâmetros mecânicos obtidos no ensaio de resistência à compressão de blocos.	102
Tabela 5.6 – Características das argamassas usadas nos provetes para ensaio à compressão simples.	116
Tabela 5.7 – Características das argamassas usadas nos provetes para ensaio à compressão diagonal.	117
Tabela 5.8 - Características das argamassas usadas nos provetes para ensaio à flexão.	118
Tabela 5.9 - Quadro resumo das principais propriedades mecânicas determinadas no ensaio de argamassas à flexão e à compressão.	120
Tabela 5.10 - Características dos provetes de alvenaria de bloco de betão.	122
Tabela 5.11 - Dimensões dos provetes para determinação da resistência à compressão de alvenaria [62].	126
Tabela 5.12 - Determinação da resistência à compressão dos 3 provetes ensaiados.	137
Tabela 5.13 - Determinação do módulo de elasticidade (a partir dos valores dos deslocamentos dos transdutores de deslocamento laterais).	137
Tabela 5.14 - Determinação do módulo de elasticidade (a partir dos valores dos deslocamentos dos transdutores de deslocamento centrais).	138
Tabela 5.15 - Análise estatística das propriedades mecânicas estudadas.	140
Tabela 5.16 - Características geométricas dos provetes de alvenaria.	162
Tabela 5.17 - Resistência ao corte dos provetes de alvenaria ensaios, para cada tipo de provete.	162

Tabela 5.18 - Valor do módulo de distorção, G, obtido para os dois tipos de provetes.	162
Tabela 5.19 - Quadro resumo dos valores da resistência ao corte e do módulo de distorção dos provetes de alvenaria.	164
Tabela 5.20 - Dimensões dos provetes para ensaio da resistência à flexão de alvenaria [64].	172
Tabela 5.21 - Resistência à flexão segundo um plano paralelo às juntas.	180
Tabela 5.22 – Quadro resumo da análise estatística das propriedades mecânicas estudadas.	180
Tabela 5.23 - Dimensões dos provetes para ensaio da resistência à flexão de alvenaria [64].	184
Tabela 5.24 - Resistência à flexão segundo um plano perpendicular às juntas.	191
Tabela 5.25 - Quadro resumo da análise estatística das propriedades mecânicas estudadas.	192
Tabela 5.26 - Requisitos geométricos para o agrupamento de unidades de alvenaria.	198
Tabela 5.27 - Classe dos blocos.	198
Tabela 5.28 - Classificação das argamassas segundo o Eurocódigo 6.	198
Tabela 5.29 - Quadro resumo das principais características mecânicas teóricas e experimentais. ..	200
Tabela 5.30 - Quadro resumo das principais características mecânicas teóricas e experimentais. ..	202
Tabela A.1 - Sismos de intensidade maior ou igual a VII na escala de Mercalli Modificada ocorridos nos Açores. O "?" significa incerteza em relação ao parâmetro em causa (Adaptado de: Nunes, Forjaz [12]).	4
Tabela A.2 - Recursos litológicos e a sua aplicabilidade (Fonte: França, Cruz [14] e LREC [20])	8
Tabela A.3 - Características blocos fabricados em São Miguel.....	17

1 INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A magnitude dos danos provocados por desastres naturais é enorme, sendo os sismos um dos fenómenos naturais com maior poder de destruição [3].

Embora comparativamente a nível mundial, Portugal possa ser considerado um país de sismicidade moderada, alguns dos sismos que já ocorreram ao longo da sua história no continente e ilhas, tiveram consequências catastróficas. Os sismos destrutivos mais recentes ocorreram em 1980 e 1998 nas ilhas da Terceira e do Faial (Fig. 1.1) do arquipélago do Açores respetivamente, tendo estes demonstrado que os edifícios, tanto de estrutura tradicional como os de betão armado, não possuem um bom comportamento face à ação sísmica.



Fig. 1.1 - Destruição provocada pelo sismo de 1998 no Faial (Retirado de: CVARG [4]).

Ao longo da história dos Açores, têm sido registadas diversas perdas humanas e materiais, em consequência dos diversos sismos que afetaram a região devido ao seu enquadramento tectónico e vulcânico. Desde então tem-se levado a cabo estudos e ensaios acerca do comportamento sísmico das estruturas em alvenaria de pedra, mas têm faltado estudos no âmbito das alvenarias de bloco de betão dos Açores, dado o aumento considerável deste tipo de construção ao longo da última década.

Os danos provocados pelos sismos (Fig. 1.2), na sua grande maioria, são causados pela propagação das ondas na crosta terrestre e aos movimentos vibratórios que estas provocam nos solos. Esses movimentos induzem alterações do estado de equilíbrio das estruturas.

Visto que a qualidade e tipos de construção variam de país para país, torna-se importante calibrar esses critérios, usando os dados obtidos em cada país. Os efeitos de elementos não estruturais como paredes de enchimento, também devem ser tidos em conta, visto que influenciam o comportamento estrutural.



Fig. 1.2 – Danos provocados pelo sismo de 1980 na Terceira: (a) Rua do Palácio (foto: Mário Silva); (b) Rua de Barcelos (foto: Mário Silva); (c) Solar dos Remédios (foto: Mário Silva). (d) Missão às ilhas Faial e Pico nos Açores, em Dezembro de 1973 (retirado de: LNEC [5]).

1.2. OBJETIVOS

Em função do enquadramento apresentado relativamente à necessidade de um estudo mais aprofundado que vise caracterizar o comportamento das estruturas de betão armado (BA) com paredes de alvenaria de enchimento do Arquipélago dos Açores, e tendo em conta as exigências atuais das estruturas e alvenarias face à ação sísmica, pretende-se contribuir para a expansão de uma base de dados já em desenvolvimento para o continente que visa analisar estruturas de BA de diversos períodos e ilhas, e recolher informação relativa às paredes de alvenaria de enchimento e às

características dos elementos estruturais. Assim o ponto de partida para tornar este objetivo realidade baseia-se na:

- Fundamentação teórica focada no comportamento de uma parede de alvenaria aquando da ocorrência de uma ação sísmica, procurando melhorar o sentido crítico e fazer uma seleção adequada das paredes relevantes para o estudo;
- Classificação e organização de informações relativas a diversos elementos (paredes de alvenaria, e elementos estruturais de BA) de edifícios existentes nos Açores e que serão analisados no formato de uma base de dados já em desenvolvimento, visando expandi-la e assim dispor de informação sistematizada sobre edifícios existentes, cobrindo as principais características da estrutura resistente em betão armado, das paredes de alvenaria de enchimento, e ainda da presença, dimensões e forma de eventuais aberturas nos painéis.

Adicionalmente foi realizada uma campanha experimental no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) de caracterização mecânica de muretes de alvenaria de blocos de betão provenientes do Faial, a partir da qual pretende-se estudar o desempenho de alvenarias de bloco de betão nos Açores, face aos sismos, que fazem parte da realidade açoriana, com mais ênfase nas ilhas do grupo Oriental e Central. Pretende-se com este estudo evidenciar os pontos fortes e fracos deste tipo de alvenaria, de modo a prever o seu comportamento face a um sismo de maior magnitude, que pode ocorrer a qualquer momento e sem aviso prévio, e ser possível salvar vidas humanas e minimizar possíveis danos.

1.3. ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho encontra-se dividido em seis capítulos, incluindo este capítulo de Introdução, onde é apresentado o tema da dissertação, assim como os objetivos e o âmbito em que se insere.

Inicia-se o Capítulo 2, Enquadramento e Evolução da Construção no Arquipélago dos Açores, com um breve enquadramento geográfico e sismológico do arquipélago. Além disso são apresentados alguns aspetos relacionados com os recursos naturais existentes nos Açores utilizados na construção. Expõe-se também uma descrição da construção açoriana atual.

No capítulo 3, Efeitos da Ação Sísmica em Edifícios, é feita uma breve descrição dos efeitos das ações sísmicas nos edifícios. Além disso faz-se uma caracterização do comportamento estrutural de edifícios face à ação sísmica e apresenta-se a influência das paredes de alvenaria nas estruturas de betão armado.

O capítulo 4, Estudo das Características Estruturais de Edifícios de Betão Armado Açorianos com Paredes de Enchimento, apresenta a metodologia utilizada na criação de uma base de dados, para os Açores, com as características estruturais e das paredes de enchimento de um conjunto de edifícios existentes no arquipélago. Apresentam-se também os resultados e notas comparativas com uma base de dados já criada para o Portugal continental.

No capítulo 5, Caracterização Mecânica de Alvenaria, faz-se uma exposição geral dos aspetos construtivos, das paredes de alvenaria de bloco, característicos dos Açores. De seguida apresentam-se

todos os ensaios realizados para a caracterização mecânica das unidades de alvenaria, argamassas e provetes de alvenaria de bloco, assim como os resultados obtidos, comparação com valores teórico-experimentais e conclusões a retirar.

No capítulo 6, Conclusão e Desenvolvimentos Futuros, descrevem-se as principais dificuldades encontradas na realização deste estudo, seguindo-se algumas reflexões sobre os resultados obtidos. Por fim são sugeridos alguns estudos e trabalhos que podem ser considerados como um complemento e continuação deste estudo.

ENQUADRAMENTO E EVOLUÇÃO DA CONSTRUÇÃO NO ARQUIPÉLAGO AÇORES

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo faz-se uma exposição do enquadramento do arquipélago dos Açores a nível sísmico de modo a justificar o presente estudo.

De modo a introduzir os capítulos seguintes, apresentam-se os materiais utilizados na construção açoriana assim como as principais soluções construtivas adotadas. Procedeu-se também a uma análise da evolução dos regulamentos utilizados em Portugal e aplicáveis à construção de edifícios desde a Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos [6] ao Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes [7] e ao Eurocódigo 8 [8].

2.2. ENQUADRAMENTO DO ARQUIPÉLAGO

2.2.1. GEOGRAFIA, RELEVO E MORFOLOGIA

O arquipélago dos Açores é composto por nove ilhas e muitos ilhéus de natureza vulcânica dos Açores, divididas por três grupos: o Oriental composto por Santa Maria e São Miguel, o Central composto por Graciosa, Terceira, São Jorge, Faial e Pico e o Ocidental composto pelas ilhas das Flores e Corvo (Fig. 2.1). O arquipélago está localizado no oceano Atlântico Norte, entre as latitudes 37° e 40° N e as longitudes 25° e 31° W, sendo a distância entre as ilhas de Santa Maria e o Corvo de 630 km (340 milhas náuticas). As ilhas encontram-se a aproximadamente 1430 km do Continente Europeu e 3900 km do Continente Norte Americano. Na

Tabela 2.1 apresentam-se dimensões e características geográficas das ilhas dos Açores.

As ilhas dos Açores possuem, consoante o tipo de erupção que lhes deram origem e a idade, aspetos geomorfológicos diversificados. No relevo do arquipélago podem-se verificar as ações erosivas do mar que envolve as ilhas, assim como de outros agentes erosivos e os tipos eruptivos, explosivos ou efusivos. O grande desenvolvimento vertical é evidente, possuindo cada ilha um interior com montanhas atravessadas por grandes ravinas. A altitude máxima entre ilhas é muito variável, tendo valores que variam desde 402 m na Graciosa até aos 2351 m, correspondes à maior montanha de Portugal, a montanha da ilha do Pico.

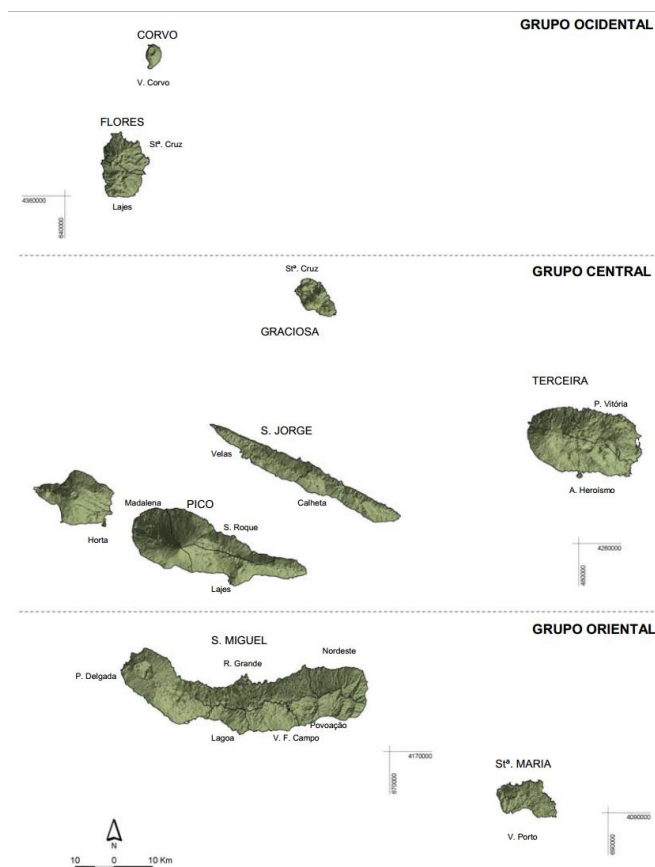


Fig. 2.1: Distribuição e morfologia das ilhas dos Açores (retirado de: [9]).

Tabela 2.1 - Dimensões gerais das ilhas do arquipélago Açores (Fonte: Leite [10]).

Ilha	Área (km ²)	Percentagem Superfície Total	Perímetro (km)	Largura máxima (km)	Comprimento máximo (km)	Orientação	Altitude máxima (m)
Santa Maria	97,1	4%	63,4	8	17	W NW - E SE	590
São Miguel	745,8	32%	213,3	18	64	E - W	1103
Terceira	403,4	17%	109,9	19	30	E - W	1021
Graciosa	61,2	3%	38,9	8	12	NW - SE	402
São Jorge	245,9	11%	128,0	7	55	NW - SE	1053
Pico	448,4	19%	125,9	17	47	W NW - E SE	2351
Faial	173,8	7%	72,7	14	21	W NW - E SE	1043
Flores	141,6	6%	71,6	13	17	N - S	914
Corvo	17,2	1%	19,0	4	6,5	N - S	718
Total	2334						

2.2.2. ATIVIDADE SÍSMICA

Os sismos e vulcões fazem parte da cultura açoriana e deram origem a grande parte das práticas religiosas que existem ainda hoje no arquipélago assim como a uma grande parte da emigração. A atividades sísmica e vulcânica, estão bem documentadas nos acervos históricos disponíveis desde a descoberta e povoamento das ilhas em meados do século XV [11].

As principais estruturas geotécnicas, responsáveis pela maior parte da atividade sísmica nos Açores são a Crista Médio-Atlântica (CMA), o Rift da Terceira (RT), Zona de Fratura Este dos Açores (ZFEA), a Falha da Glória (FG) e a Transformante Leaky de São Jorge (TSJ) (Fig. 2.2). Associando estas estruturas com a Fig. 2.3, relativa à distribuição da atividade epicentral dos mais violentos sismos da história dos Açores, pode-se ver que estes distribuem-se segundo estes sistemas de fratura.

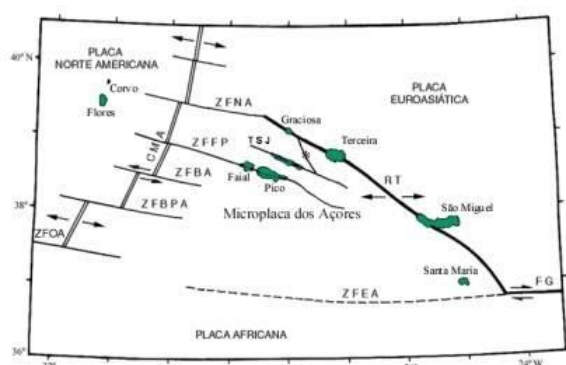


Fig. 2.2 - Principais elementos morfotectónicos dos Açores (retirado de: [9]).

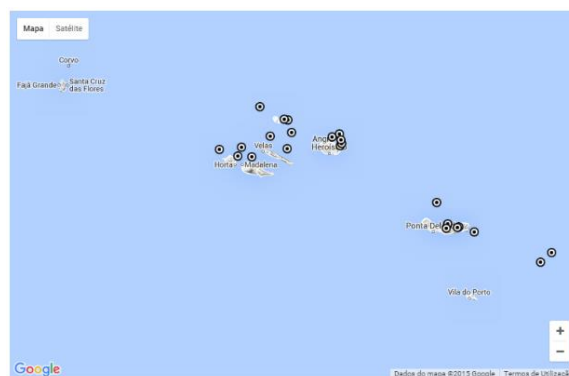


Fig. 2.3 - Distribuição dos epicentros dos sismos mais violentos da história dos Açores desde 1522 a 1998 (retirado de: [4]).

Devido ao seu enquadramento geoestrutural, algumas ilhas têm sido afetadas por diversos eventos sísmicos ao longo da história (Fig. 2.4), tendo mesmo atingido intensidades de grau IX-X na Escala de Mercalli Modificada (EMM). A história dos Açores evidencia que os sistemas Faial-Pico e Terceira-São Miguel (incluindo a Graciosa) são os principais sistemas tectónicos de sismicidade nos Açores.

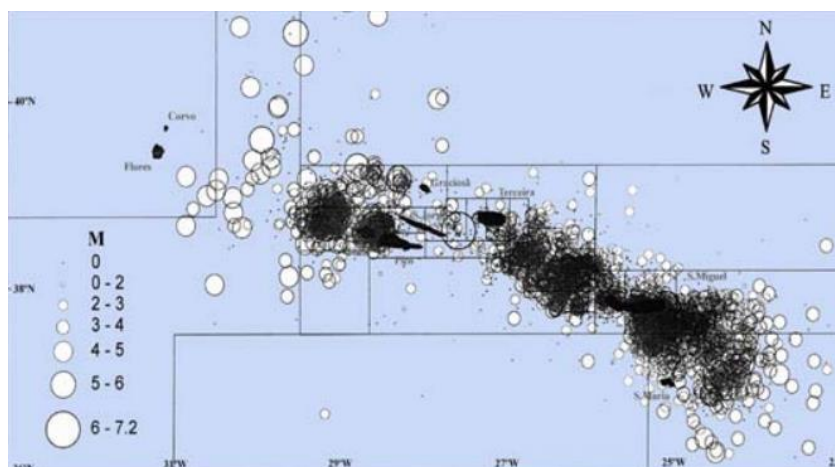


Fig. 2.4 - Distribuição dos epicentros de todos os sismos ocorridos nos Açores entre 1980 e 1998 (retirado de: [4]).

Na Fig. 2.5 pode-se ver que no período de 1850 a 1946, foram sentidos no arquipélago cerca de 900 sismos. Segundo [12], no período de 1947 a 1979, ou seja em 32 anos foram sentidos 1600 sismos. Analisando a Tabela 2.2 pode-se confirmar que as ilhas mais afetadas pelos sismos são S. Miguel, Terceira e Faial.

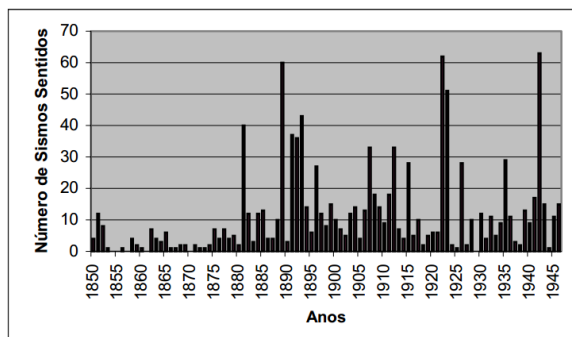


Fig. 2.5 - Frequência sísmica anual para o período de 1850-1946 (retirado de: [12]).

Tabela 2.2 - Quadro resumo das ilhas mais afetadas com sismos de intensidade superior a 7 na escala IMM.

Ilha	Número de sismos de intensidade $\geq VII$
S. Miguel	12
Terceira	11
Faial	4
Graciosa	2
São Jorge	2
Santa Maria	2
Pico	1

Consoante o nível de atividade sísmica, pode-se agrupar as ilhas nos seguintes quatro conjuntos [13]:

- São Miguel, Terceira e Faial: maior frequência de sismos sentidos, atingindo várias vezes intensidades superiores ao grau V;
- Pico e São Jorge: com um menor número de sismos comparativamente ao primeiro grupo e intensidades inferiores;
- Graciosa e Santa Maria: poucos sismos sentidos e intensidade inferior a V;
- Flores e Corvo: reduzida sismicidade, devido à sua localização na placa americana.

Analisando a Fig. 2.6, observa-se maior quantidade de sismos mais intensos, com maior frequência entre 1926 e 1998, mas esta concentração deve-se ao facto de existir um registo mais eficaz e documentado dos sismos. Antes dos Açores possuírem uma rede de controlo e deteção de sismos, a maioria dos dados sísmicos eram provenientes de jornais, o que condiciona a precisão dos dados recolhidos. Desde 1998 os Açores não têm sido atingidos por sismos de intensidade superior a VII. O período de maior acalmia em termos sísmicos foi de 99 anos entre 1614 e 1713.

Como não há uma distribuição regular dos sismos intensos nos últimos cinco séculos, não se pode tirar conclusões face a estes últimos anos, sendo impossível prever se irão ocorrer sismos de grande intensidade num futuro próximo ou não. A atividade tectónica está associada a micro-sismos de intensidade inferior a III, porém periodicamente o arquipélago sofre sismos moderados a fortes, mais energéticos, que podem afetar uma ou mais ilhas do arquipélago e causam destruições e impactes económicos significativos. Após 1947, as principais crises sísmicas que afetaram os Açores traduzem-se pelos “picos” de sismicidade nos anos de 1958 (Capelinhos, Faial), 1964 (São Jorge), 1973/74 (Pico), 1980 (Terceira), 1988/89 (São Miguel e Graciosa) e 1998 (Faial). [14].

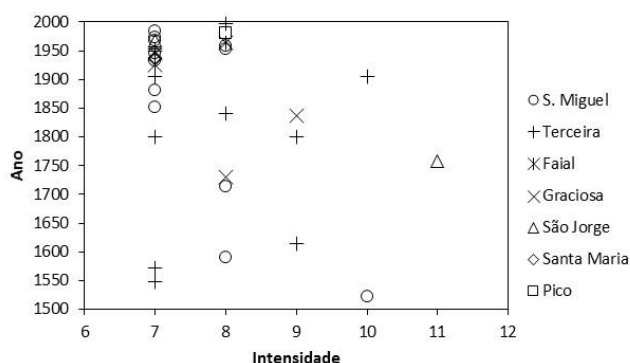


Fig. 2.6 - Distribuição dos sismos com intensidade superior a VII desde 1522 a 1998.

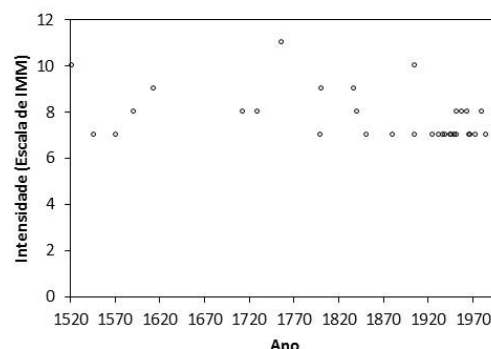


Fig. 2.7 - Distribuição dos sismos com intensidade maior ou igual a VII desde a população do arquipélago.

2.3. RECURSOS NATURAIS USADOS NA CONSTRUÇÃO

Os recursos minerais existentes nos Açores são de uma grande diversidade e têm diversas aplicações na área da construção. Há variações entre os recursos litológicos existentes nas diversas ilhas, pois dependem do tipo de erupções que lhes deram origem e da natureza do magma [12]. O basalto e os lapilis existem em todas as ilhas e são provenientes de magmas básicos e erupções efusivas. Ocorrem também outros tipos de rochas na geologia do arquipélago e que fazem parte da paisagem açoriana, tais como: pedra-pomes, ignimbritos, lahars¹, domas e agulhas² resultantes de magmas mais viscosos e siliciosos [14].

2.3.1. RECURSOS NATURAIS

Os processos construtivos do arquipélago foram definidos pelo facto da dispersão e confinamento das ilhas, associado à ultraperiferia e à densidade populacional. Assim os materiais utilizados na construção até ao século XX limitaram-se ao uso dos recursos naturais existentes nas ilhas e apenas uma pequena percentagem de importações fazia parte da realidade açoriana. A pedra, madeira, escórias e tufos locais e argilas pobres eram os materiais predominantemente utilizados. As argamassas eram compostas por argila e cal, maioritariamente vindas de Santa Maria e por importação, materiais que também eram utilizados no fabrico de telhas (Fig. 2.8) e caiações.

Com a entrada no século XX, surgiram novos materiais e processos construtivos, e com o melhoramento das redes de transporte entre ilhas e continentes, deu-se uma progressiva utilização de materiais importados, tais como o cimento e o betão, seguindo a linha generalizada a nível mundial, facto que levou ao desuso de alguns dos materiais tradicionais, assim como de alguns processos construtivos.

¹ Lahars - são movimentos de massa exclusivos de regiões vulcânicas, formado pelo deslocamento de vales ou encostas íngremes de uma massa fluida em forma de avalanche, que ocorrem durante as erupções vulcânicas e são compostos por materiais piroclásticos e água.

² Domas e agulhas - são estruturas vulcânicas existentes dentro da cratera ou da chaminé do vulcão, formadas por lavas de origem muito viscosa e que não chegam a formar escoada.



Fig. 2.8 – Telha regional típica dos Açores.

Segundo Oliveira, Lucas [15] as madeiras utilizadas na construção tradicional, eram tanto locais como importadas, em casos mais excecionais. Para as coberturas as madeiras locais mais utilizadas são de acácia, eucalipto, cedro-do-mato ou zimbro, cedro, faia-da-terra, faia-do-norte, pinho-da-terra, roseira, e mais raramente o castanho. Nas obras mais recentes utilizou-se muito a madeira de criptoméria. As madeiras importadas eram de pinho resinoso, pinho-de-flandres, pau-brasil e outras espécies exóticas.

A madeira de criptoméria também foi muito utilizada para fazer pavimentos de sótãos, ou como é chamado nos Açores as “falsas” que serviam como quartos nas habitações tradicionais.

A pedra, outros dos recursos naturais, abundantemente utilizado na construção tradicional dos Açores, era usada na execução de muros e alvenarias de edifícios. Atualmente ainda é usada, mas como revestimento e aplicações decorativas, já não desempenhando funções estruturais nos edifícios.

2.3.2. PRINCIPAIS RECURSOS NATURAIS USADOS NA CONSTRUÇÃO

Há muita diversidade no que se refere às aplicações dos recursos minerais dos Açores (Anexo A, Tabela A.2). As alvenarias são constituídas principalmente por basaltos, piroclastos basálticos, traquitos, ignimbritos e pedra-pomes, sendo frequente encontrar basaltos, ignimbritos e traquitos em simultâneo no mesmo edifício.

Depois da observação do comportamento das alvenarias de pedra, face a vários sismos, introduziu-se o bloco de betão, que fez com que a adoção de pedra na alvenaria caísse em desuso, sendo atualmente usada apenas como elemento decorativo e ornamental.

2.3.2.1. Bagacina

O lapilli, ou bagacina como é chamado nos Açores, ou bagaço, quando se tratam de elementos mais grosseiros, é uma palavra de origem italiana que significa pequenas pedras. O processo de formação das bagacinas confere as propriedades e comportamento necessários para ser um recurso fundamental na construção. Na origem das bagacinas e dos piroclastos influenciam fatores como a natureza do magma até ao grau de explosividade da erupção.

As erupções vulcânicas podem ser efusivas, mistas ou explosivas. No caso das erupções efusivas há escoamentos de lavas, na mista há fases tanto de escoamento de lavas como de expelição de materiais piroclásticos e pequenas explosões, e a explosiva onde há grande emissão de cinzas, compostas pelo material mais abundante da estrutura do vulcão, associada a lavas mais viscosas. O aumento do grau de viscosidade das lavas está diretamente relacionado como aumento da intensidade da explosividade da erupção. Durante a erupção os vulcões expõem gases, materiais piroclásticos e lavas.

Os piroclastos são fragmentos de rocha ígnea, projetados pelo vulcão numa erupção do tipo explosivo, e solidificados durante a erupção ou no percurso aéreo. Apresentam elevada concentração de gases que, ao arrefecerem, ficam retidos em bolas formando uma estrutura vacuolar.

As características dos piroclastos, podem variar muito, consoante as condições de formação e a composição da rocha. Nos basaltos predomina o lappilli ou como é conhecido nos Açores bagacina. Quando os fragmentos de lava são maiores, e durante o trajeto não consolidaram, atingindo o solo no estado pastoso, dão origem a bombas. Quando os vulcões são de fraca explosividade, pastas de lava são lançadas, a pequena distância, formando cones de forte declive, à volta da chaminé. No caso das erupções submarinas os piroclastos resultantes são hidratados, que dão origem a tufos palagoníticos, através de litificação³, como os dos Ilhéus da Madalena (Fig. 2.9), do Monte da Guia e do Cabeço de Baixo (nos Toledos).



Fig. 2.9- Ilhéus da Madalena (foto: Q. Néné).

O piroclasto dominante das rochas traquíticas (rochas mais siliciosas que o basalto) é a pedra-pomes. É uma rocha caracterizada pela vesiculação extremamente elevada e vesículas, tão estanques, que permitem a tocha flutuar na água, por longos períodos de tempo. Os piroclastos que atingem o solo ainda em estado pastoso, podem soltar-se entre si, formando assim aglomerados de escórias [16]. Os piroclastos variam de denominação conforme a sua dimensão, como se pode ver na Tabela 2.3.

As paisagens das ilhas do arquipélago são dominadas por cones (ou cabeços) de bagacina e estes surgem desde as crateras até às suas vertentes, sendo nesse caso cones adventícios, parasitas ou secundários. Os cones são compostos por materiais piroclásticos soltos, tais como: cinzas, bagacina e bombas. Geralmente são formados por uma explosão vulcânica do tipo mista (estromboliano) [14].

³ Litificação - conjunto de processos, que incluem desidratação, compactação, cimentação, recristalizações, enriquecimento iónico, etc., que convertem sedimentos em rocha consolidada.

Tabela 2.3 - Denominação dos piroclastos dependendo das suas dimensões. (fonte: [17]).

Designação		Dimensões (mm)	Forma	Condições de ejeção durante a erupção
Fragmento	Conjunto de fragmentos			
Cinza	Cinza (não consolidada) ou Tufo (não consolidado)	< 2	Angular e por vezes redondo	Líquido ou sólido
Lapilli ou bagacina	Aglomerado ou brecha de Lapilli	2 a 64	Redondo a angular	Líquido ou sólido
Bloco	Brecha	> 64	Angular	Sólido
Bomba	Aglomerado		Redondo a angular	Plástico

Devido às diferentes fases das erupções e da sua natureza estromboliana, os cones, apesar de aparentarem homogeneidade, são muito heterogéneos, com camadas com diversos graus de coloração, consolidação, dimensões das partículas e porosidade e com composição semelhante à do basalto [17]. Na Tabela 2.4 apresenta-se a composição química de escórias açorianas.

Tabela 2.4 - Composição química de escórias dos Açores (fonte: [17]).

Composto	Quantidade (%)
Sílica	45 a 50
Óxido de alumínio	15 a 20
Óxido de cálcio	10 a 12
Óxido de Ferro	8 a 10
Óxido de magnésio	5 a 10
Óxido de titânio, sódio, potássio e manganês	5 a 10

A nível mineral, os piroclastos (Fig. 2.10) são essencialmente constituídos por plagioclases (brancas) e piroxenas (pretas), olivinas (verdes), podendo ter outros minerais em menores quantidades.

As bagacinas são caracterizadas pelos seus tons negros a acinzentados, com aspeto vitrificado e esmaltado. São chamadas de cascalhos quando oxidadas e apresentam tons vermelho-acastanhado (Fig. 2.11), devido à hidratação e oxidação dos minerais ferromagnesianos. Este processo ocorre quando o ferro é oxidado através da presença de fontes de vapor vulcânico que atravessam o cone, fazendo com que por vezes haja, no mesmo cone, duas cores, sendo as bagacinas no interior do cone vermelhas e no exterior negras. As escórias negras são de mais fácil extração pois são construídas por fragmentos soltos, enquanto as vermelhas, por estarem muitas vezes consolidadas devido à alteração, são de mais difícil extração [17].

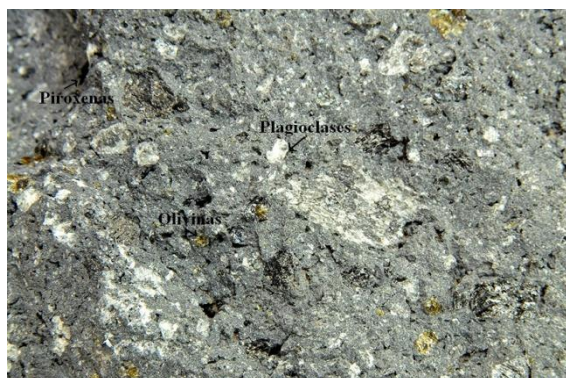


Fig. 2.10 - Minerais dos Açores (adaptado de: [18]).



Fig. 2.11 - Fotografia retirada no Faial, onde se pode ver bagacinas negras e vermelhas (retirado de: [19]).

A nível granulométrico, as escórias basálticas apresentam uma percentagem próximo de 0%, de material passado no peneiro 200 e um equivalente a areia superior a 90%. Possuem curvas granulométricas contínuas, com evoluções mais intensas nas partículas de maiores dimensões. São materiais com baixa densidade, porosos e com elevado poder de absorção de água. Quanto menores as partículas, maior a massa volúmica e menor o poder de absorção de água. Sob ação de compactação, as escórias sofrem esmagamento ou fracturação [17].

No arquipélago dos Açores há uma perspetiva de autossuficiência a nível do aproveitamento dos recursos minerais. Como tal, há modificações agressivas na paisagem Açoriana, devido às bagacinas serem materiais extremamente explorados no arquipélago, e à facilidade da sua extração a partir dos cones. Antes de existirem preocupações ambientais, o sector da exploração de recursos litológicos, era um exemplo de sustentabilidade económica. Estas explorações deixavam e deixam demasiadas agressões paisagísticas nas ilhas [20].

As políticas de ordenamento do território, implementadas no final do século XX, desempenharam um papel fundamental na prevenção e contenção de ocupações e usos que inutilizavam recursos subjacentes, tornando os Instrumentos de Gestão Territorial (IGT) extremamente importantes na indústria extrativa.

Atualmente para tomarem-se decisões a nível dos IGT, câmaras municipais e regionais, têm-se como apoio o projeto GEOAVALIA (Prospecção e Avaliação de Recursos Minerais dos Açores) que permitiu desenvolver “(...) uma ferramenta inovadora, que integra toda a informação territorial da indústria extrativa nos Açores, de forma sistematizada, com toda a informação suportada num Sistema de Informação Geográfica (SIG) (...)” [20].

Foram identificados 580 locais de atividades extrativas, apresentados na Tabela 2.5, de acordo com este projeto, nos Açores em 2011, sendo 400 destes propostos para integrarem o inventário do Plano Sectorial de Ordenamento do Território para as Atividades Extrativas da Região Autónoma dos Açores (PAE).

Tabela 2.5 - Zonas extrativas a manter e a excluir para o Plano Sectorial de Ordenamento do Território para as Atividades Extrativas da Região Autónoma dos Açores.

Ilha	Explorações a manter no inventário	Explorações a excluir do inventário
Santa Maria	25	22
São Miguel	139	48
Terceira	47	35
São Jorge	46	16
Graciosa	16	6
Pico	87	26
Faial	25	6
Flores	12	15
Corvo	3	6
Total	400	180

2.3.2.2. Areias e Britas

As areias utilizadas nas construções são provenientes do mar (ou praia) ou fabricadas. No caso da areia do mar, as empresas têm uma licença da secretaria do Ambiente para extração das mesmas em fundo próximo da costa através de barcos tipo draga. A areia é extraída do fundo do mar através de sucção. A areia fabricada, não é propriamente fabricada; chama-se assim, mas na realidade ela é obtida por britagem de um material chamado tufo, que não é nada mais que um depósito de cinzas vulcânicas. Estes tufos possuem cor cinzento-escura ou amarelada (variando de ilha para ilha).

As britas são produzidas em central de britagem, a partir de basalto extraído em zonas de extração legalizadas pelo governo regional (Fig. 2.12), como por exemplo na Rochinha Preta em São Miguel.



Fig. 2.12 - Extração de basalto para serração e central de britagem (retirado de: [21]).

2.4. OUTROS RECURSOS NÃO NATURAIS: CIMENTO, BLOCOS DE BETÃO E AÇO

No início do século XX, deu-se a introdução do cimento, que conduziu a grandes mudanças no sistema construtivo açoriano, como o surgimento das primeiras estruturas de betão armado e o fabrico de blocos de tufo vulcânico nos finais dos anos 20, na Ribeira Grande, por Ezequiel Moreira da Silva.

O cimento utilizado nos Açores, é distribuído por duas unidades, uma em São Miguel, a Moagem das Murtas, que é uma unidade de moagem de cimento onde são produzidos dois tipos:

- CEM II/A-P 42,5R
- CEM II/B-P 32,5N

Em ambos os tipos de cimento são utilizadas como matérias-primas: clínquer, pozolana e gesso, em diferentes percentagens, conforme o tipo de cimento. O clínquer é comprado nas fábricas da Cimpor, Alhandra, Souselas e Loulé. Atualmente o gesso é comprado no sul de Espanha. A pozolana é a única matéria-prima local: sendo uma pozolana natural de origem vulcânica que sofre processo de secagem antes de ir ao moinho, que é extraída de Pedreira licenciada da Cimentaçor (grupo Cimpor), localizada próximo do Pisão em São Miguel.

O CEM II/A-P 42,5R tem a particularidade de poder ser equiparado a um cimento CEM IV/A, cimento pozolânico adequado para obras marítimas, para fabrico de betão cuja classe de exposição é XS3.

A outra unidade de distribuição de cimentos existe na Praia da Vitória sendo esta uma unidade que funciona como terminal, onde o cimento é adquirido nas fábricas do grupo, no Continente. O cimento é descarregado do navio diretamente para os silos. Neste momento, apenas comercializam o seguinte tipo de cimento:

- CEM II/A-L 42,5R
- CEM II/B-L 32,5N

Neste tipo de cimento são utilizadas 0,47% de cinzas e é produzido no Centro de Produção de Souselas (Coimbra).

Relativamente ao fabrico e utilização de blocos refira-se que, após o sismo no Faial de 1926, na sua reconstrução foram usados já os blocos de tufo vulcânico. Estes blocos de betão eram maciços (Fig. 2.13 (a)), de forma análoga às pedras usadas na alvenaria. Nos finais dos anos 70, iniciou-se o fabrico de blocos de betão vazados com furação vertical, sendo atualmente a maior parte da produção de blocos nos Açores e os blocos maciços (Fig. 2.13 (a), (b) e (c)) apresentando uma pequena quantidade da produção atual.

Atualmente os blocos fabricados nos Açores podem ter diversas dimensões e configurações internas, dependendo do fabricante, com blocos chamados bloco de 10, 15, etc., consoante a largura destes em cm: um bloco de 10 tem 10 cm de largura. A estrutura dos blocos usados varia de ilha para ilha conforme se pode ver nas Fig. 2.13 (b) e (c). São produzidas também unidades especiais, resultantes de variantes da unidade base, uma com um dos topos liso, usados em ombreiras ou topos de parede, e outra com estrutura que permite o corte em duas meias unidades (no sentido do comprimento), para executar fechos no assentamento da alvenaria.

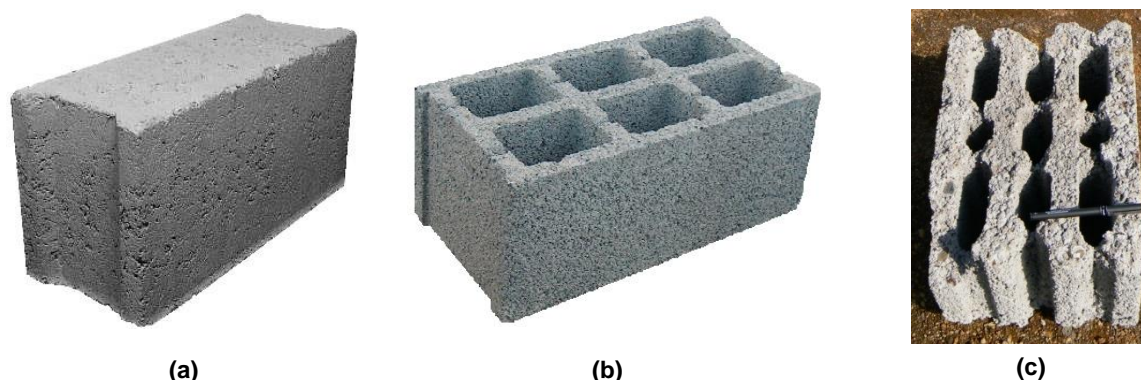


Fig. 2.13 - Bloco de betão de agregados: (a) Maciço; (b) Furado verticalmente, produzido em São Miguel; (c) Furado verticalmente, produzido no Faial.

Os blocos são constituídos por cimento, agregados naturais de origem vulcânica, o tufo e a bagacinas, e água. As percentagens dos materiais usados na produção dos blocos variam consoante o fabricante, podendo este variar as quantidades de materiais ao longo do processo de produção.

De um modo geral, não há um controlo eficaz dos agregados que entram na produção dos blocos de betão. Os agregados são armazenados ao ar livre, sendo as suas dimensões asseguradas por um crivo ao serem levados para a betoneira. O comportamento final dos blocos é influenciado por esse facto, pois na bagacinas há, normalmente, resíduos de outros materiais pétreos como basalto ou pedrapomes; por outro lado admite-se que, por vezes, não haja controlo rigoroso da humidade dos agregados e o processo de cura nem sempre seja cumprido em local adequado.

Os blocos utilizados atualmente são do tipo furado, e têm que possuir resistências à compressão declaradas superiores a 2 N/mm^2 , para se poderem classificar como de classe 4 (não estrutural) no âmbito da marcação CE.

O aço utilizado atualmente na construção nos Açores é adquirido em Portugal continental, utilizando-se mais o aço A500 NRSD, tendo sido mais utilizado no passado o aço A400NRSD.

2.5. CARACTERIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO NOS AÇORES

Segundo a opinião geral dos sinistrados⁴, como já referido anteriormente o arquipélago dos Açores insere-se numa zona afetada por sismos, o que fez com que, houvesse uma grande evolução e variedade de tipologias construtivas. As casas antigas de pedra apresentam fracas condições de segurança face à ocorrência de sismos facto que levou à mistura de diferentes elementos e materiais construtivos, distintos dos usados na construção tradicional açoriana [11].

2.5.1. ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

As fundações, conforme a dimensão do edifício e cargas que terá que dissipar, assim como as características dos solos onde o edifício será localizado, são dimensionadas podendo ser adotadas soluções como sapatas ou estacas.

⁴ Sinistrado – a pessoa cuja habitação foi destruída ou danificada pelo sismo.

As estruturas são feitas em betão armado, podendo ser pórticos de BA ou toda a estrutura em betão armado. Os pavimentos com laje de betão armado, ou lajes pré-fabricadas. As coberturas são feitas em lajes de betão armado, ou lajes pré-fabricadas, ou ainda em madeira como já foi falado na construção tradicional.

Apesar da cobertura em telha ser típica das construções tradicionais (Fig. 2.14), também é utilizada em estruturas de betão armado modernas. É possível encontrar essencialmente dois tipos de estrutura de suporte, com asna (estruturas subdivididas em à “francesa” e em “cavalo”) e sem asna (cobertura em “tesoura”). Os telhados em duas águas são comuns, sendo as coberturas feitas com elementos de madeira apoiados nas paredes-mestras e nas exteriores. Esta estrutura de suporte também pode ser realizada em betão armado.

Nas paredes há um frechal que serve de apoio inferior às varas, estando estas ligadas no cume umas às outras. O frechal funciona como uma viga-cinta, ao longo do coroamento da parede. De modo a equilibrar as forças horizontais transmitidas pela cobertura ao frechal, usam – se vigas de madeira, que correspondem a tirantes, de seção variável que ligam os frechais entre paredes. Estas vigas são espaçadas de 2 a 2,5 m.

Sobre as varas são fixadas as tábuas formando assim o forro, seguindo-se uma camada de telha regional (Fig. 2.8) [22].

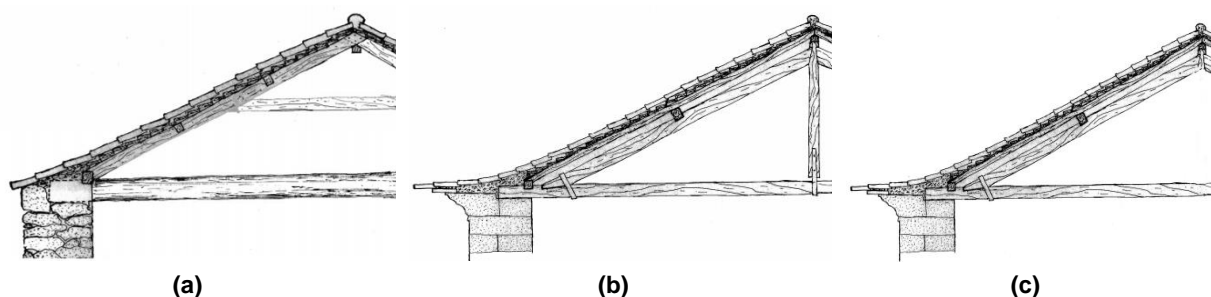


Fig. 2.14 – Telhado: (a) Em "francesa"; (b) Em "cavalo"; (c) Em "tesoura" (retirado de: Neves [22]).

2.5.2. PAREDES DE ENCHIMENTO

A alvenaria construída nos Açores em edifícios de pequeno porte é frequentemente do tipo confinada, na qual se colocam as armaduras dos pilares e vigas numa primeira fase, e de seguida assentam-se os blocos da parede e só depois desta pronta é que se betonam os pilares e a viga. No caso de edifícios de grandes dimensões em altura, constrói-se primeiro o pórtico do edifício (pilar e viga) e depois é que se assentam os blocos da parede.

As paredes exteriores simples são compostas por blocos de 30 no caso de São Miguel e 27 no caso do Faial (Fig. 2.15 (a)). Atualmente usam-se cada vez mais as paredes duplas constituídas por blocos de 20 do lado exterior, 4 cm de caixa-de-ar, ou 5 cm XPS, e bloco de 15 interiormente (Fig. 2.15 (b)).

As paredes interiores são executadas em blocos de betão ou em betão armado. Na sua conceção usam-se blocos de 10, 15, 20, 25 e até 30 dependendo da solução de projeto apresentada e do espaço existente, apesar das soluções mais usadas serem com blocos de 10, 15 ou 20 cm.



Fig. 2.15 – (a) Reboco + bloco de 30 + reboco; (b) Reboco + bloco de 20 + caixa-de-ar + bloco de 15 + reboco; (c) Pedra + reboco + bloco de 30 + reboco; (d) Reboco + bloco de 30 + reboco + caixa-de-ar + gesso cartonado; (e) Madeira + caixa-de-ar + reboco + bloco de 30 + reboco (dimensões das figuras em m) (adaptado de: [10]).

2.5.3. ARGAMASSAS E REBOCOS

Os traços das argamassas de assentamento mais comuns são 1:3 ou 1:4. As argamassas de assentamento de alvenaria são compostas por cimento e areia num traço de 1:4 com cimento Portland C32,5N. O reboco aplicado nas alvenarias, tem como traço 1:3:1 (cimento:areia:cinzas vulcânicas) [13] e espessuras aproximadamente de 1,5 cm.

2.5.4. EVOLUÇÃO DA LEGISLAÇÃO APLICÁVEL A ESTRUTURAS

Após os sismos e a destruição que traziam ao arquipélago, os edifícios eram reconstruídos, não havendo por muitos anos evolução da construção no sentido de mitigar os efeitos nefastos dos sismos nas estruturas. Porém com a entrada na era do betão armado e mais tarde com a introdução do RSA [7], foram implementados novos sistemas estruturais, que serão tema de estudo neste trabalho, e continuarão a evoluir no futuro com o forte avanço do conhecimento comportamento estrutural.

Os efeitos da ação sísmica em relação aos edifícios, obriga a que estes sejam dimensionados de acordo com a probabilidade de ocorrência de sismos na zona onde se inserem, sendo necessário também garantir a viabilidade técnica e económica da solução a edificar; assim a probabilidade da capacidade dos edifícios e infra-estruturas resistirem aos efeitos das ações dos sismos deve ser tão grande quanto possível, sendo económica e tecnicamente viável. Assim, e para se poder garantir a segurança das estruturas quando sujeitas a ações sísmicas existe regulamentação específica para estas ações, que descreve as características que as estruturas devem ter, de modo a que a probabilidade de colapso ou danos severos seja mínima [6].

A regulamentação “(...) “anti-sísmica” e que seria mais corretamente denominada como sismo-resistente(...)” [6], pois esta não evita o sismo, mas sim diminui os seus efeitos, surgiu, na época moderna, com o “Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos”, em 1958 (RSCCS) [6], correspondente ao decreto-lei n.º 41658 de 31/05/1958, atualmente, ainda tem cláusulas em vigor. Este regulamento incluía, pela primeira vez, a consideração de coeficientes sísmicos, para quantificar a ação sísmica horizontal, respetivos a cada uma das três zonas em que o país está dividido, segundo a sua importância sísmica e a ação sísmica é sentida de forma diferenciada, assim como disposições construtivas a ter em conta no projeto de construções [6, 23].

Em 1961 elaborou-se o Regulamento de Solicitação de Edifícios e Pontes (RSEP) [24], que reunia as informações acerca das solicitações a considerar no dimensionamento de estruturas, tanto de edifícios como de pontes e que revogou o Regulamento de Pontes Metálicas (RPM) [25] de 10 de Abril de 1929 e o RSCCS relativamente a solicitações.

Em 1967 apareceu o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA) [26], documento que respeitava o estabelecido pelo Comité Euro-Interacional du Béton (CEB) [27]. Foi aplicado em conjunto com o RSEP, e veio aperfeiçoar e atualizar o projeto de estruturas de betão armado.

O Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) [7], surgiu em 1983, sendo um regulamento mais exaustivo na descrição das características das construções resistentes ao sismo e um componente científica mais avançada relativamente aos regulamentos anteriores. No caso do RSA há uma definição, mais realista e sofisticada em relação ao regulamento

anterior, da ação sísmica por espectros de potência e por espectros de resposta, o zonamento do território consiste em quatro zonas de diferentes coeficientes de sismicidade [7].

Em 1985 surgiu o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) [28], que revogou o REBA e aplica-se a estruturas de betão armado e pré-esforçado. Este regulamento compatibilizou o projeto de estruturas de betão com os princípios de segurança do RSA [7], tendo seguido os princípios do Code Modèle pour les Structures en Béton estabelecido pelo CEB [27].

O Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos, a entrar em vigor, em função de conhecimentos e estudos adquiridos a nível nacional e europeu, introduz várias melhorias em relação ao RSA. As partes referentes ao dimensionamento de edifícios são a “Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios” e “Parte 3: Avaliação e reforço de edifícios” [29, 30].

No Eurocódigo 8 o zonamento do país tem em conta para diferentes regiões do país que os movimentos sísmicos do solo expectáveis são diferentes, tendo em conta que a distância ao longo do território às zonas sismogénicas é diferente [6].

Segundo o Eurocódigo 8 existem dois tipos de fontes sísmicas:

- As que dão origem a ações sísmicas interplaca por se gerarem na separação das placas, na vizinhança da zona desta separação há maior potencial de acumulação de energia. Estão associadas à falha de separação das placas euroasiática e africana. Estas estão relacionadas com sismos de magnitude elevada assim como de maior duração e predominância de frequências baixas. Provocam sismos mais afastados o que implica uma atenuação das ondas geradas pela elevada magnitude, logo não se pode afirmar à priori que este tipo de fonte sísmica irá provocar maiores acelerações;
- As que dão origem a ações sísmicas intraplaca, com sismos de menor magnitude associados, menor duração e predominância de frequências mais elevadas, e ocorrem no interior da placa europeia.

O objetivo do dimensionamento sísmico, é proteger a vida humana e diminuir prejuízos económicos, fazendo com que as estruturas tenham uma resposta satisfatória à solicitação sísmica. O Eurocódigo permite, consoante a classe de importância da estrutura, como é o caso de hospitais, postos de bombeiros, etc., edifícios que garantam serviços mínimos, fazer-se o seu dimensionamento, de modo a que se mantenham operacionais em caso de sismo.

Desde o RSCCS até ao presente regulamento o EC8, os grupos Oriental e Central, apresentam um tratamento diferenciado do grupo Ocidental. Os grupos Oriental e Central estão inseridos numa zona de “forte risco sísmico” [6, 7, 29].

Relativamente à força sísmica, no caso RSCCS, era considerada como uma solicitação estática horizontal, correspondente a cada elemento de massa do edifício e de intensidade igual ao produto do peso de cada elemento com um coeficiente sísmico.

No caso do RSA a ação sísmica é uma ação variável e majorada por um coeficiente de segurança de valor 1,5. No EC8 a ação sísmica quantificada para espectros de projeto já é uma ação de cálculo, portanto não majorada na combinação permanente e quase-permanente ($G_k + \Psi_E Q_k + E_d$). Tanto no caso do RSA como do EC8, os Açores faz-se a verificação do dimensionamento em relação a sismos do tipo 2 (Anexo Nacional III – EC8) (Fig. 2.16) [29, 31].

As ilhas dos grupos Oriental e Central estão sujeitas a ações sísmicas intensas, logo sofrem elevadas acelerações horizontais na rocha, facto tido em conta no EC8. As ilhas do grupo Ocidental como se encontram na placa americana, e já não se encontram próximas de fontes sísmicas relevantes.

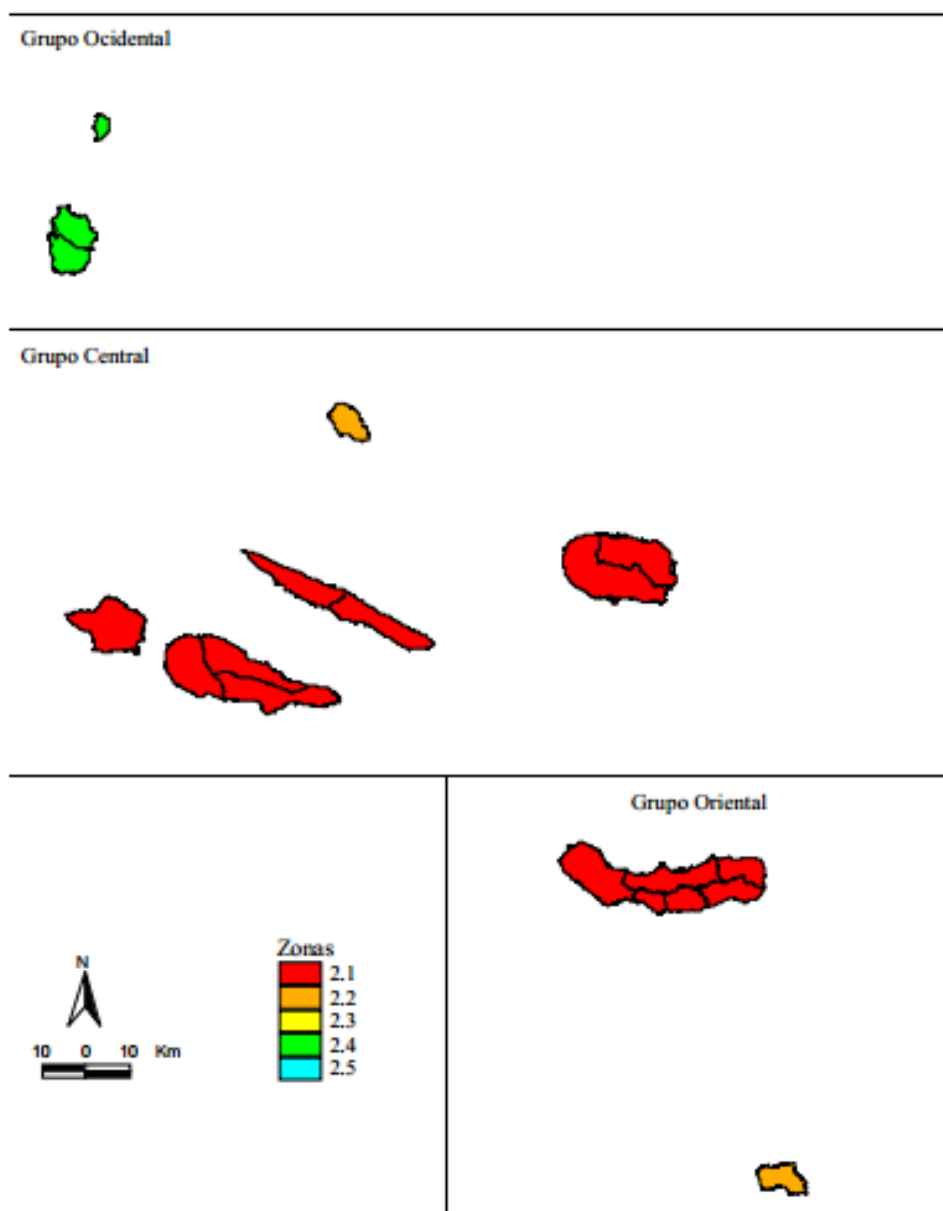


Fig. 2.16 - Zonamento sísmico no arquipélago dos Açores (ação sísmica tipo 2) (retirado de: [29]).

2.6. CONCLUSÕES

Os materiais utilizados na construção açoriana são maioritariamente de origem no arquipélago dos Açores, visto que devido ao seu historial vulcânico recente possuem uma enorme riqueza de recursos

litológicos, que permitem a realização de blocos de betão, utilizados na construção das paredes de alvenaria, típicos da região, entre outros materiais de construção.

As particularidades da construção açoriana têm a ver principalmente com as unidades de alvenaria utilizadas nas alvenarias de enchimento, que nos Açores são os blocos de betão e no cimento utilizado para realização das argamassas, produzido e utilizado nas ilhas do grupo Oriental, sendo o cimento utilizado nas ilhas dos restantes grupos provenientes do Continente Português.

As ilhas dos grupos Central e Oriental são as que estão sujeitas a maior atividade sísmica, factor necessário ter em conta na fase de projeto dos edifícios. A legislação atualmente utilizada, o RSA tem em conta as ações sísmicas, apesar do Eurocódigo 8 ser mais completo, pois dá critérios para o dimensionamento de alvenarias. Visto que o arquipélago dos Açores se encontra inserido numa zona de elevada sismicidade estudo do comportamento das alvenarias mais usadas atualmente torna-se imperativo pois pode levar a uma melhor perceção dos vários mecanismos de rotura possíveis, assim como as implicações que estas podem ter no comportamento das vigas e pilares, podendo levar à rotura dos edifícios de betão armado. Ao entender-se o comportamento destes elementos, pode-se proceder ao reforço de edifícios já existentes, assim como, otimizar as soluções de alvenaria já existentes.

EFEITOS DA AÇÃO SÍSMICA EM EDIFÍCIOS

3.1. INTRODUÇÃO

Os sismos desde sempre têm contribuído para grande parte das fatalidades e prejuízos que ocorreram ao longo da história. São ações capazes de provocar danos irreversíveis, nos edifícios, a nível estrutural e não estrutural, que acarretam elevados custos, sendo quase sempre necessário proceder à completa reconstrução do edifício.

Estes prejuízos podem ser evitados ou atenuados através da construção dos edifícios/infraestruturas de acordo com a regulamentação, de modo a conferir a resistência e ductilidade adequada a um edifício quando sujeito a um sismo, e deve ser garantindo que as soluções adotadas são aplicadas em obra. Em relação aos edifícios já construídos, pode-se proceder a uma avaliação da sua vulnerabilidade sísmica e fazer-se uma intervenção com intuito de reforçar a estrutura já existente. Assim mesmo que os edifícios tenham danos, provavelmente a estrutura só irá precisar de reparações mínimas, diminuindo muito os custos associados a uma reconstrução. Porém tanto a construção nova segundo regulamentação sísmica, como a solução de reforço têm custos elevados associados, que muitas vezes os proprietários não estão dispostos a suportar, têm projetos mais complexos, pois para além da estrutura ser dimensionada para resistir a forças aplicadas tem que possuir também um comportamento dúctil e ser capaz de dissipar energia o que implica projetos mais caros, pois são necessários mais conhecimentos técnicos e científicos e maior esforço de cálculo. É um risco que o proprietário corre, pois, um sismo pode ocorrer a qualquer momento, ceifando vidas humanas e trazendo destruição. É uma questão controversa, pois há quem esteja disposto a salvaguardar a vida humana e há quem aposte na “sorte”.

As alvenarias são constituídas por elementos de pequenas dimensões, organizados, podendo ser ligados ou não por argamassas, que formam paredes, pontes, fundações, estruturas de suporte ou muros. O termo alvenaria designa uma vedação autoportante, fixa, monolítica, contínua e geralmente pesada [32].

A maioria dos edifícios existentes em Portugal continental e nos Açores são de betão armado com painéis de enchimento de alvenaria, tanto edifícios habitacionais, como de serviços públicos e privados (como é o caso de hospitais, postos de polícia, quartéis de bombeiros, escolas, etc.). Nesse sentido tem-se vindo a conduzir estudos sobre a influência dos painéis de enchimento na resposta estrutural dos edifícios de betão armado e também desenvolver medidas preventivas e soluções para melhorar a sua resposta face a uma ação sísmica.

Os painéis de alvenaria quando solicitados por uma ação sísmica, têm uma grande influência na resposta sísmica do edifício, conferindo-lhe mais rigidez, assim como exercendo influência na resposta não-linear das estruturas, podendo introduzir um mecanismo que danifique severamente o edifício ou que provoque mesmo o seu colapso [23].

Em seguimento da questão levantada sobre o comportamento dos painéis de enchimento, e da importância destes no arquipélago dos Açores, será abordado neste capítulo comportamento de edifícios de betão armado face à ação sísmica.

3.1.1. CARACTERIZAÇÃO DOS EFEITOS DA AÇÃO SÍSMICA

Os sismos induzem acelerações nos solos com componentes, na maioria dos casos, predominantemente horizontais. No dimensionamento estrutural as forças verticais, resultantes da aceleração gravítica como é o caso dos pesos próprios, são tidas em conta, assim estas duas situações combinadas traduzem a forma como o sismo age sobre as estruturas.

As forças equivalentes à ação sísmica, para efeitos de cálculo, são proporcionais às acelerações horizontais que as estruturas sofrem, assim como à sua massa, implicando assim que quanto maior o peso da estrutura maiores as “forças sísmicas” [23]. Como a componente vertical das acelerações é mais reduzida do que a horizontal, as forças de inércia verticais correspondentes às acelerações têm menor amplitude do que as horizontais.

A frequência própria da estrutura, assim como o amortecimento e a capacidade resistente-capacidade de deformação são as características determinantes na avaliação da resposta à ação sísmica de uma estrutura.

O deslocamento máximo da estrutura sob solicitação harmónica surge quando a frequência da ação é igual à da estrutura, ocorrendo quando a estrutura está em ressonância e provocando deslocamentos cerca de 10 vezes superiores aos que seriam de esperar se a força fosse aplicada estaticamente [23].

Sendo o movimento sísmico composto pela soma de movimentos com diferentes frequências e amplitudes, ao atuar sobre um oscilador (solo ou estrutura) este irá amplificar a amplitude das vibrações com frequências próximas da sua frequência e atenuar as frequências. Assim as estruturas de maior altura, ou seja, de frequências mais baixas, são mais flexíveis e têm mais massa.

3.1.2. COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

A resistência estrutural resulta da resistência de cada um dos elementos constituintes e do modo como interagem entre si [23].

A resposta inelástica das estruturas dos edifícios, estruturas de elevada hiperstaticidade, é controlada pela capacidade de redistribuição de esforços resultantes, quando é atingido o limite de capacidade resistente nas zonas críticas e pela aptidão, ou não, de estas zonas estarem preparadas para se formarem após esse limite (rótulas plásticas) [23, 33].

Segundo a mais recente legislação europeia, o Eurocódigo 8, estas zonas devem ser dispostas estrategicamente nos edifícios, de modo a causarem o mínimo de danos possíveis, como por exemplo na ligação viga-pilar, as rótulas plásticas devem estar situadas nas vigas e não nos pilares, pois os pilares são responsáveis pela distribuição das cargas verticais até às fundações da estrutura.

Assim a sua localização e disposição de armaduras das zonas críticas, devem estar detalhadas no projeto, de modo a que a capacidade dúctil seja superior à solicitação desencadeada pela ação sísmica [23].

A regulamentação é essencial para que o dimensionamento satisfaça as condições de segurança de edifícios e outras estruturas quando sujeitas a ações sísmicas, porém não é suficiente, é necessário que a conceção da estrutura esteja de acordo com o cálculo estrutural e que haja qualidade quer no projeto, quer da sua conceção. Os sismos mais recentes demonstraram que a qualidade da construção é extremamente importante no desempenho global das estruturas face aos sismos. Essa similaridade entre o projeto e a obra poderá ser garantida através do controlo durante a execução [23].

Quando a capacidade resistente dos elementos estruturais não é corretamente dimensionada e concebida, pode originar esforços de corte na estrutura quando a ação sísmica é superior ao valor que foi tido em conta no projeto. As estruturas devem assim ser concebidas segundo os regulamentos e ter ductilidade entre os elementos, ligações e apoios assim como massa e rigidez equilibrada [3]. Para um bom comportamento estrutural face à ação sísmica deve haver uma boa ligação entre os elementos da estrutura, simetria, uniformidade em altura com continuidade, uniformidade em planta com seções convexas, retangularidade, regularidade e redundância.

Torna-se extremamente importante estudar as causas e origens dos possíveis danos provocados por um sismo nas estruturas de betão armado, pois são o maior tipo de construção em Portugal.

3.1.2.1. Danos e Mecanismos Observados em Edifícios de Betão Armado

As estruturas de betão quando solicitadas pela ação sísmica têm que ter capacidade de dissipar a energia que estão a receber, caso contrário poderão ser sujeitas a níveis de dano elevados podendo resultar no seu colapso. Uma estrutura de betão dissipa energia durante o sismo através da fissuração do betão ou da formação de rótulas plásticas.

De seguida descrevem-se alguns problemas relacionados as fases de dimensionamento e construção de estruturas de betão armado e as consequências que daí advêm caso estas sejam solicitadas por uma ação sísmica.

Deficiências de pormenorização que podem conduzir:

- Armadura insuficiente nas zonas de amarração e emendas, o que conduz à realização de amarrações e sobreposições em zonas sensíveis da estrutura, como por exemplo, em zonas onde é possível ocorrer formação de rótulas plásticas;
- Utilização de varões de grandes diâmetros, ficando as armaduras muito espaçadas entre si;
- Confinamento insuficiente nas zonas de amarração, problemas que poderão acarretar um mau comportamento em flexão dos elementos verticais e originar mecanismos de rotura prematuros nas estruturas; reforço na ligação viga-pilar inadequado ou não existente; etc. [3].

O colapso dos pilares, vigas e dos nós viga-pilar durante um sismo, está, muitas vezes, diretamente relacionado com a falta/pormenorização deficiente de armadura de esforço transversal e confinamento apresentando danos como mostra a Fig. 3.1 [33].



Fig. 3.1 - Danos em elementos de betão armado devidos à falta de pormenorização construtiva (Koeri, 1999) (Retirado de: [34]).



Fig. 3.2- Rotura por corte dos pilares de um edifício existente (sismo desconhecido) (Retirado de: [35]).

Problemas na construção, tais como:

- Fraca qualidade dos materiais (betão e armaduras), mão-de-obra pouco qualificada, falta de correspondência entre os detalhes e prescrições de projeto das diferentes especialidades e a obra em si, etc. [3].

Modificações estruturais e deterioração:

- Por vezes as obras são construídas e ao longo do seu tempo de vida, não é planeada qualquer tipo de manutenção ou reabilitação.

Todos estes problemas referidos, estão intimamente relacionados, o dimensionamento, pormenorização e construção são essenciais para a produção de uma boa estrutura, tendo em conta que a simplicidade de projeto e a sua facilidade de leitura, permitem que a mão-de-obra consiga “ler” e realizar a obra conforme o projeto.

Os mecanismos mais comuns de formação de danos em estruturas de betão armado são:

- Confinamento inadequado: o betão sob a ação de esforços de compressão, sofre uma rotura frágil, na direção perpendicular à das tensões principais de compressão. No entanto, confinar o betão com recurso a estribos/cintas, ajuda a impedir, ou a pelo menos retardar, este tipo de rotura, melhorando consideravelmente a ductilidade e a resistência dos elementos estruturais. O efeito de confinamento depende do diâmetro, espaçamento,

forma da seção transversal e qualidade dos varões dos estribos, assim como das armaduras longitudinais [3, 36].

- **Ductilidade inadequada:** A ductilidade de um material, estrutura ou elemento estrutural, é sua capacidade para suportar exigências de deformação em regime inelástico, sem o seu colapso ou rotura [36]. É uma propriedade essencial para se evitar, ou diminuir a probabilidade, o colapso da estrutura sob a ação sísmica, pois influencia diretamente a capacidade de dissipação de energia de estrutura. Como a ductilidade foi um conceito abordado apenas nos regulamentos mais recentes, implica que muitas estruturas existentes de betão armado, sejam dotadas de ductilidade limitada e não explicitamente controlada, contribuindo para o maior risco sísmico dos edifícios [3, 36].
- **Mecanismos de aderência aço-betão:** é muito importante uma boa ligação entre o aço e o betão de forma a haver transferência de tensões do betão para as armaduras. A aderência entre o aço e o betão é desenvolvida essencialmente por atrito, efeito de cunha das partículas soltas de areia entre os varões de aço e o betão. É importante uma boa pormenorização em projeto, principalmente nas zonas propícias à formação de rótulas plásticas de modo a ser feita uma boa execução, que evite o colapso de pilares e vigas [3, 32, 36]. Quando um varão de aço tende a sair do betão, tende a empurrar o betão que o envolve, desenvolvendo esforços radiais, que podem levar à fissura do betão no caso da espessura da camada de betão ser pequena e insuficiente para fazer face aos esforços [3].
- **Amarração e sobreposição incorretas da armadura principal:** é frequente encontrar nas estruturas de betão armado, existentes, deficiências na sobreposição da armadura longitudinal e má execução das zonas de amarração, devido à pormenorização incorreta em projeto. De modo a contrariar este problema deve-se evitar a sobreposição e amarração em zonas onde o betão tem maior tendência de fissurar, como é o caso de zonas de formação de rótulas plásticas ou transição de betonagens; ter especial cuidado no confinamento nas zonas de amarrações embebidas e sobrepostas, de modo a que não haja arranque de armaduras; executar a sobreposição de armaduras na direção perpendicular aos esforços principais de compressão, sempre que possível; usar varões de diâmetros menores e um maior número de varões de modo a garantir uma melhor amarração. Como a força nos varões aumenta proporcionalmente como quadrado do diâmetro dos varões e a força de aderência é linearmente dependente desse diâmetro, quanto maior este maior será o comprimento de amarração requerido, o que torna varões de grandes diâmetros mais difíceis de aplicar [3, 36].
- **Inadequada capacidade resistente ao corte de pilares e vigas:** muitas vezes no dimensionamento de estruturas apenas se tem em conta os esforços resultantes de todas as ações (ação permanente, sobrecarga e ação do vento) exceto as ações sísmicas, sendo estes esforços consideravelmente inferiores aos desenvolvidos durante a ação sísmica. A maioria dos edifícios que apresentam reduzida capacidade resistente ao corte, são consequência de erros de projeto ou execução. Para melhorar o comportamento das estruturas desses edifícios deve-se limitar os esforços resultantes ou melhorar a capacidade resistente dos elementos estruturais, através do uso de quantidade de estribos e cintas necessária a manter a integridade do betão sob a ação sísmica, do uso de betões de melhor qualidade e do cuidado em evitar combinações de esforço de corte com esforços axiais de tração [36].
- **Inadequada capacidade resistente à flexão de pilares e vigas:** A resposta de uma estrutura de betão armado em relação à ação sísmica depende de aspetos fundamentais como o tipo de aço adotado, a sua quantidade assim como a sua pormenorização. Uma

pormenorização inadequada e deficiente de aradura de flexão acarreta danos severos ou mesmo o colapso de pilares e vigas. Nos Açores, por serem uma região de risco sísmico elevado, é crucial dotar os elementos estruturais de betão armado sujeitos essencialmente à flexão, através de uma pormenorização adequada, e garantido um bom comportamento aumentando a área da secção transversal, limitando o esforço axial de compressão e a quantidade de armadura longitudinal (quanto maior a quantidade de armadura longitudinal, maior secção transversal dos varões e maior tensão de cedência do aço, mais comprimido fica o betão), melhorando a qualidade do betão, adotando armadura de compressão, dando um confinamento adequado ao betão [3, 36].

- Mecanismo viga forte-pilar fraco: quando as estruturas de betão armado são dimensionadas essencialmente para cargas verticais, e possuem elementos estruturais horizontais (vigas) com maior resistência e rigidez do que os elementos verticais (pilares), pode ocorrer o mecanismo do tipo viga forte-pilar fraco. A regulamentação atual de dimensionamento de estruturas estabelece, para garantir as exigências de ductilidade face às ações sísmicas, que as deformações em regime não-linear se concentrem ao nível das vigas e não dos pilares, pois as catástrofes sísmicas mais recentes têm demonstrado, frequentemente, colapso ou danos severos nas estruturas devido ao comportamento viga forte-pilar fraco. De modo a contrariar esta situação devem-se executar pilares com maior resistência do que as vigas correspondentes. [32, 33, 36].
- Influência dos modos superiores: No dimensionamento de edifícios, muitas vezes recorrem-se a métodos simplificados, baseados na representação das estruturas por um único modo de vibração equivalente, que para algumas estruturas sujeitas à ação sísmica não corresponde ao comportamento real [3, 32].
- Inadequada capacidade resistente dos nós viga-pilar: para além de ter-se uma estrutura com elementos muito dúcteis, resistentes e rígidos, de modo a obter-se um bom comportamento estrutural, é necessário também garantir boas ligações dos elementos entre si. Os nós viga-pilar perdem rigidez devido à resistência ao corte insuficiente, significativa, quando esta ligação é deficiente [32]. Os mecanismos de rotura dos nós são frequentemente desencadeados devido à inadequada ancoragem da armadura principal dos elementos estruturais nos nós assim como à inadequada armadura de confinamento.
- Irregularidades estruturais (em planta ou em altura): Edifícios simples, regulares e com sistemas redundantes para ações horizontais exibem um melhor comportamento é essencial que uma estrutura demonstre um bom comportamento face a ações tanto estáticas como dinâmicas [36]. Quanto mais irregularidades, maior o grau de incerteza associado com os efeitos dessas irregularidades, devendo ser evitadas [37]. Quanto maior a complexidade dos edifícios maior a probabilidade de haver deficiências nas dimensões e pormenorização dos elementos estruturais. No caso de edifícios com variações bruscas de rigidez, resistência, massa e propriedades dos elementos de elementos estruturais (assimetria), levam a distribuições de forças e deformações bastante diferentes do que surge em edifícios regulares. Quando estas descontinuidades ocorrem é comum que as deformações inelásticas tendem a concentrar-se na zona da descontinuidade, podendo conduzir a danos severos ou até colapso [37].
- A experiência tem vindo a mostrar que a nível da interação entre edifícios, no caso de edifícios em banda, os edifícios das extremidades têm tendência a sofrerem mais danos que os edifícios interiores da banda. No caso de uma ação sísmica afetar os edifícios, os interiores apoiam-se no edifício adjacente de um dos lados, enquanto o edifício da extremidade não tem ponto de apoio, tornando-se assim mais vulnerável. No caso de os

edifícios terem diferentes características implica que vibrem de forma diferente quando solicitados por ações sísmicas de grandes amplitudes, levando ao choque e separação entre edifícios contíguos, sendo um problema nos edifícios em banda e em quarteirão.

3.1.3. INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA NA RESPOSTA ESTRUTURAL

As alvenarias de enchimento confinadas de blocos de betão estão presentes em cerca de metade dos edifícios dos Açores (assim como em Portugal continental e Madeira), cuja utilização sofreu um aumento significativo a partir da segunda metade do século XX, tendo sido (e ainda são) utilizadas como elemento estrutural em soluções de alvenaria confinada com montantes de pequena seção. Por razões arquitetónicas e funcionais, e para efeitos de cálculo são desprezadas pois não são consideradas elementos resistentes. Sismos recentes à volta do mundo, têm mostrado que estas são responsáveis pela alteração da resposta sísmica do edifício, provocando um número elevado de danos ou até colapso de edifícios.

As paredes de alvenaria tendem a interagir com a estrutura quando sujeitas a cargas horizontais, como a ação do vento ou do sismo, introduzindo uma rigidez adicional à estrutura alterando assim o seu período natural e consequentemente alteram os mecanismos de resposta do edifício face a uma ação sísmica. Estas introduzem também no edifício uma capacidade de dissipação de energia adicional sobre ação sísmica [38], através da sua fissuração.

A resposta das alvenarias face a ações horizontais, é muito complexa, e depende de vários fatores, como a qualidade e propriedades dos materiais utilizados (tipo de tijolo, dimensões, tipo de argamassa, por exemplo), a qualidade da mão-de-obra que as executa, geometria, dimensões e posições das aberturas, tipo de ligação entre o painel de enchimento de alvenaria e o pórtico envolvente, rigidez e resistência relativa entre os pilares e os painéis de enchimentos, etc. Os painéis de alvenaria não são sempre benéficos para a resposta global de edifícios. Depende de um elevado conjunto de fatores como já foi referido [36].

As paredes de enchimento podem estar ligadas ou não à estrutura, dependendo do tipo de construção adotado, pode-se ter confinamento de alvenarias, ligação da alvenaria à estrutura com o uso de ligadores e armaduras, ou alvenarias desligadas [23].

Os esforços de corte aumentam consideravelmente à medida que a rigidez dos edifícios aumenta na presença de paredes de enchimento, e os momentos fletores nos pilares da base dos edifícios aumentam mais do dobro, podendo levar à formação de rótulas no rés-do-chão (mecanismo de piso).

Quando sujeitos a ações sísmicas os pórticos com alvenaria apresentam numa fase inicial monolítico não havendo separação entre os dois elementos, sendo capazes de resistir a elevados níveis de carga sem que ocorra fendilhação. A duração desta fase depende principalmente das condições de ligação pórtico-parede. Quando as deformações do pórtico e do painel se tornam incompatíveis, esta fase termina, surgindo escorregamentos e abertura de fendas na interface, principalmente nos cantos tracionados. Após a fendilhação ocorre a segunda fase, com a progressão das fendas ao longo do painel para as zonas dos cantos comprimidos, funcionando assim a parede como uma escora diagonal como se pode ver na Fig. 3.3 (a) [34].

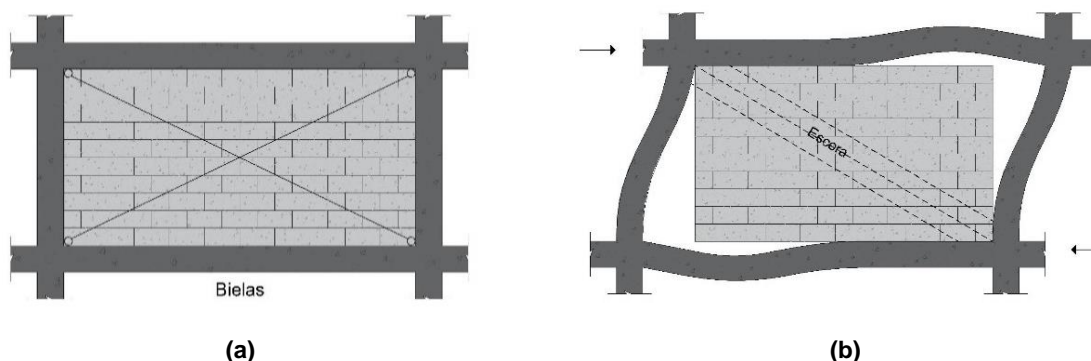


Fig. 3.3 – (a) Funcionamento da parede de alvenaria de enchimento confinada como bielas; (b) Separação entre pórtico e alvenaria.

A terceira e última fase inicia-se na rotura, que se pode dar pela alvenaria ou pelo pórtico, dependendo da resistência relativa, podendo ocorrer uma rotura prematura dos pilares no caso da alvenaria do pórtico possuir elevada rigidez [34].

A resposta das estruturas depende diretamente do mecanismo de rotura. A rotura da alvenaria ocorre segundo um dos seguintes mecanismos, ou pela combinação dos mesmos, caso não ocorra a rotura prematura dos pilares pois estes têm resistência suficiente para evitar tal dano:

- Rotura por deslizamento ao longo das juntas horizontais de argamassa (Fig. 3.4 (a)) [34];
- Rotura por tração com fendilhação na direção diagonal comprimida (Fig. 3.4 (b)) [34];
- Esmagamento localizado nos cantos comprimidos (Fig. 3.4 (c)) [34];

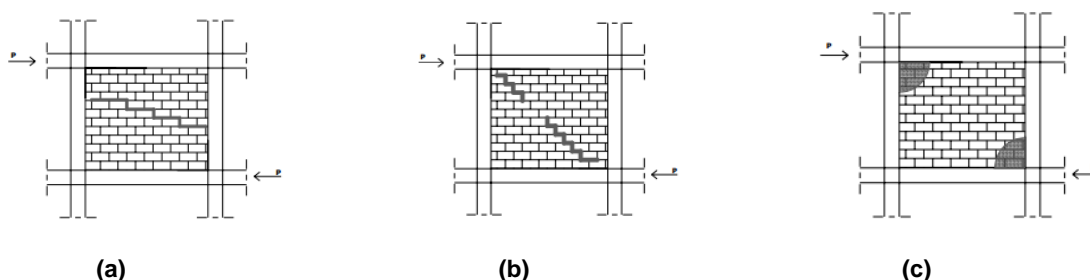


Fig. 3.4- Modos de rotura da alvenaria de enchimento: (a) Rotura ao longo das juntas; (b) Rotura diagonal; (c) Rotura por esmagamento dos cantos comprimidos (retirado de: [34]).

A presença de aberturas nos painéis de alvenaria influencia a forma como as bielas representativas do comportamento desses painéis face à ação sísmica. Nas Fig. 3.5 (a) e (b) ilustra-se o posicionamento das escoras formadas pela ação sísmica nos painéis de alvenaria de enchimento.

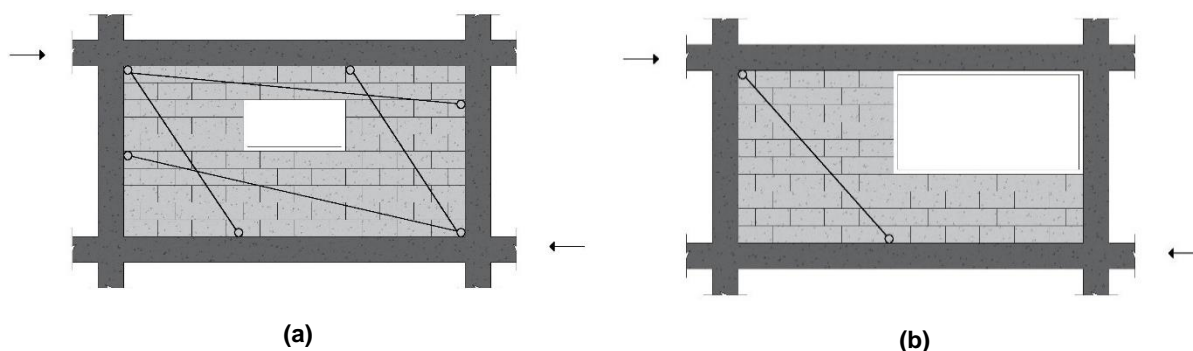


Fig. 3.5 - Esquema de funcionamento da parede como bielas na presença de aberturas.

Quando sob ações horizontais, a estrutura comporta-se primeiro como uma estrutura resistente aos momentos, com a formação de rótulas plásticas nas ligações (pilar-viga). As paredes de alvenaria de enchimento por sua vez comportam-se como estruturas contraventadas (Fig. 3.3 (a)), mecanismo formado pela compressão nos painéis de enchimento e esforços nos pilares. Assim comportar-se como bielas diagonais à compressão (escoras), aumentando assim a rigidez da estrutura, apesar de serem elementos frágeis. Podem agravar a ação sísmica esperada devido à redução do período natural da estrutura, induzindo assim esforços na estrutura que esta não foi projetada para resistir, alterando significativamente a distribuição de forças no edifício [39].

Como os painéis de alvenaria influenciam substancialmente a rigidez global da estrutura, deve-se ter em conta estes elementos no dimensionamento sísmico ou verificação de segurança, pois influenciam bastante as forças sísmicas a que a estrutura é sujeita. A não consideração das alvenarias de enchimento para além de alterar o comportamento da estrutura face à ação sísmica, pode resultar em diferentes mecanismos tais como mecanismos de piso (soft-storey) e pilar curto (short-column) [38].

3.1.3.1. Mecanismo de Pilar Curto (Short-Column)

A contribuição das alvenarias para a rigidez global dos edifícios onde estão inseridas, geralmente não é considerada. Como a não consideração destes elementos não estruturais conduz a uma subavaliação da rigidez dos edifícios, este procedimento é considerado seguro para ações (desde que sejam forças) aplicadas à estrutura desde que respeitem determinados limites, pois a rigidez real do edifício é superior à utilizada para dimensionamento. Como o efeito da ação sísmica é equivalente a impor um deslocamento à estrutura este procedimento já não é seguro. Ao se impor um deslocamento (efeito do sismo) na estrutura como mostra a Fig. 3.6 esta irá se deformar, o que provoca um aumento dos esforços a que esta está sujeita [23].

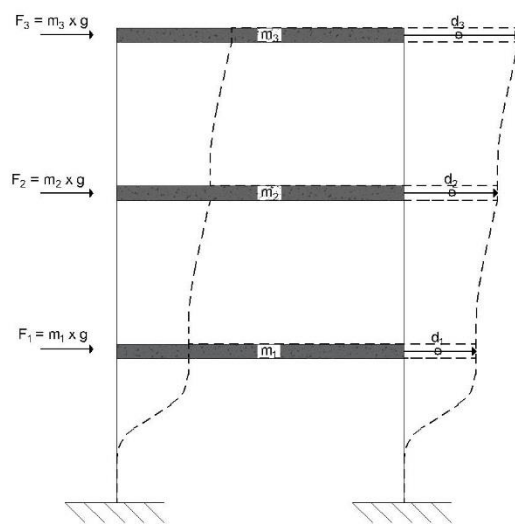


Fig. 3.6 - Esquema da deformação de um pórtico de betão devido à ação sísmica.

Devido à rigidez axial dos pavimentos, o deslocamento imposto pelos sismos, é igual para todos os pilares em cada piso, não sendo este valor afetado pela presença da alvenaria, como pode-se ver na Fig. 3.7. O deslocamento, δ , de uma forma geral, tem de ser absorvido pelos pilares ao longo da sua

altura, H . Quando maior for essa altura menores serão as deformações e os esforços internos impostos aos pilares, pois estes são inversamente proporcionais à altura [23]. O pilar do pórtico onde existe alvenaria até uma certa altura, apenas tem uma altura $H_{\text{útil}}$ para absorver os esforços pois a parede restringe os deslocamentos horizontais. Como tal apenas na altura útil, $H_{\text{útil}}$ o pilar é capaz de absorver a diferença de deslocamento, δ , entre pisos existindo assim maiores esforços nos pilares do pórtico com a parede que não cobre a totalidade da altura do pórtico (Fig. 3.7 (b)). Quanto mais fraca for a ligação pilar/alvenaria menor será este efeito como também se a parede se danificar, o que pode não acontecer antes dos pilares sofrerem danos ou colapsarem. Assim como a parede não é considerada no dimensionamento da estrutura, ocorre uma subavaliação dos efeitos do sismo na altura útil dos pilares do pórtico com alvenaria, que pode levar ao colapso dos pilares, que são extremamente importantes para a estrutura pois suportam as cargas verticais dos edifícios, ao contrário das alvenarias [23, 40]

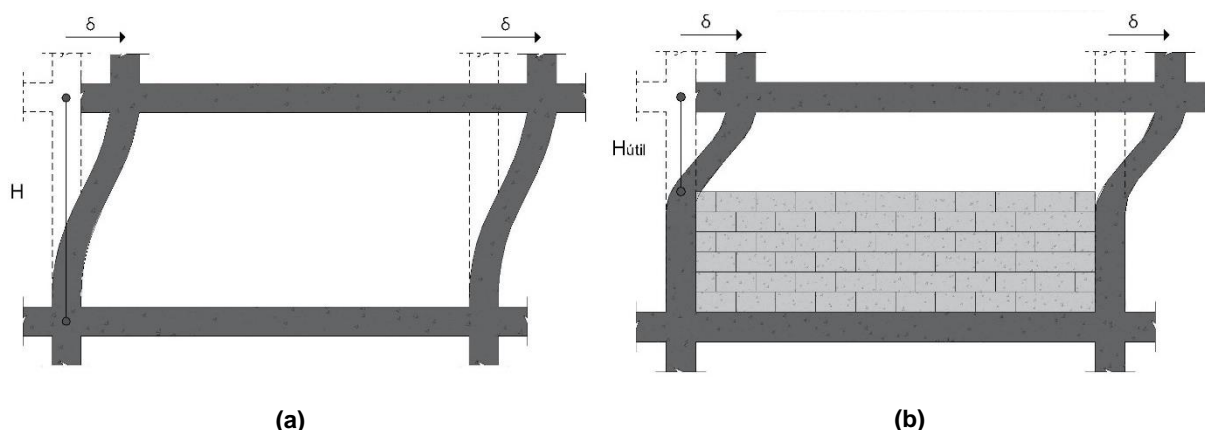


Fig. 3.7 - Diferentes comportamentos de pilares para igual deslocamento entre pisos: (a) Sem paredes; (b) Com paredes.

3.1.3.2. Mecanismo de Piso (Soft-Storey)

Quando o primeiro piso do edifício assenta apenas sobre pilares, sem paredes que garantam a segurança mínima, o deslocamento situa-se maioritariamente nesse piso como se pode ver na Fig. 3.8, podendo originar o colapso ao nível do rés-do-chão. Esta situação também pode ocorrer mesmo numa estrutura regular, uma estrutura de betão armado com painéis de alvenaria igualmente preenchidos e distribuídos desde o rés-do-chão até ao topo edifício, se as alvenarias de enchimento do piso do rés-do-chão colapsarem ou danificarem primeiro do que as dos pisos superiores [23]. Como o piso térreo perde o contraventamento lateral (Fig. 3.9 (b)), o deslocamento provado pelos esforços do sismo concentra-se quase na sua totalidade no primeiro piso sendo absorvido na totalidade pelos pilares, formando-se rótulas plásticas nas zonas onde os esforços são maiores, podendo levar ao colapso do piso térreo. Estudos de vários autores, em vários edifícios têm demonstrado que quanto maiores as aberturas existentes nos painéis de alvenaria do rés-do-chão, maior a fragilidade desse piso. Quando esta situação ocorre há um drift entre pisos (rés-do-chão e 1º piso) cerca de 7 vezes maior do que em edifícios com alvenarias sem aberturas no piso térreo [39, 41].

Podem ocorrer mecanismos de piso em pisos intermédios dos edifícios devido a mudanças de utilizações, como por exemplo no caso de escritórios e restaurantes, em que as paredes são removidas originando irregularidades.

O mecanismos de piso podem ocorrer também quando a ductilidade dos elementos estruturais assim como a ductilidade global da estrutura é baixa [42], as paredes de alvenaria são frágeis [43], as forças sísmicas de dimensionamento estrutural forem determinadas utilizando-se fatores de redução elevados

e o caso as paredes sejam esbeltas pois o efeito da rotação torna-se preponderante conduzindo ao colapso dos pilares por compressão [9, 32].

Como este mecanismo conduz à rotura dos pilares da base do edifício, e como estes elementos estruturais são essenciais para a absorção e dissipação das cargas verticais, se estes colapsarem, o edifício todo colapsa, sendo de extrema importância conceber soluções de reforço para edifícios sujeitos a este fenómeno.



Fig. 3.8 - Mecanismo de piso ou soft-storey no hospital de São Fernando, Califórnia (retirado de: [44]).

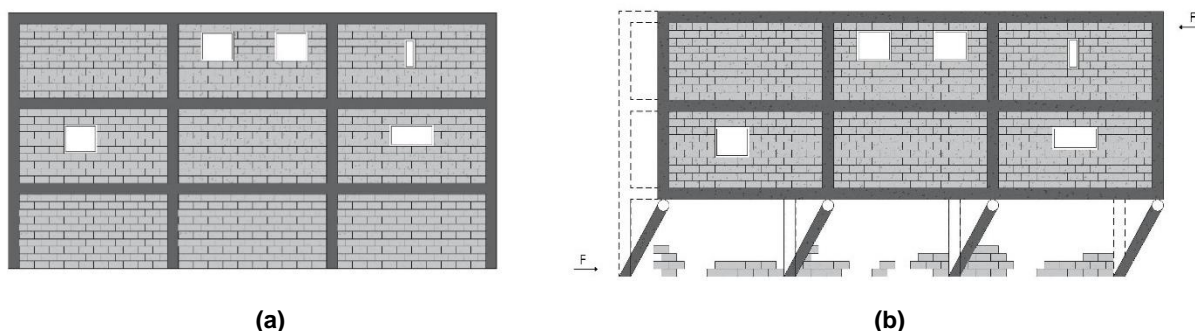


Fig. 3.9 - Criação involuntária de um piso vazio: (a) Situação no início do sismo; (b) Situação após o colapso das alvenarias do rés-do-chão, se este ocorrer antes de ocorrerem danos nas alvenarias superiores.

3.2. CONCLUSÕES

Neste capítulo foram descritos os vários efeitos que as ações sísmicas podem provocar nos edifícios de betão armado e os consequentes tipos de danos que as estruturas podem sofrer.

Há que ter em especial atenção no dimensionamento de estruturas de betão armado com os problemas que podem surgir devido à falta de rigidez e resistência lateral, irregularidades em planta e em altura, pilar curto, mecanismo de piso, mecanismo pilar fraco-viga forte, espaçamento entre estruturas adjacentes inadequado, resposta torsional crítica, etc.

As alvenarias de enchimento, apesar de serem elementos não estruturais, podem alterar a resposta e comportamento dos edifícios de betão armado, sendo, portanto, importante a sua consideração em projeto. É necessário ter em conta os diversos mecanismos que estas podem desencadear no edifício, como o fenómeno de pilar-curto ou mecanismo de piso, de modo a evitar o seu colapso.

Apesar dos dimensionamentos atuais, terem em consideração a ação sísmica, sismos recentes, como é o caso do sismo de İzmit (também conhecido como sismo de Kocaeli ou sismo de Gölcük) em 1999, demonstrou que os edifícios mais recentes sofrem mais danos que os antigos, porém segundo estudos levados a cabo, observou-se que se continuam a cometer erros do passado [3, 45].

No caso de se dimensionar um edifício com uma distribuição uniforme de alvenarias ao longo do edifício, podem-se obter efeitos benéficos do uso destes painéis de enchimento, neste caso estes ajudam a reduzir as deformações e consequentemente os danos e até colapsos originados pela ação sísmica. O acréscimo de rigidez é importante na resposta do edifício face à ação sísmica, mas para esta não ter um efeito desfavorável para o comportamento deste, e ser usada como máximo potencial não podem haver irregularidades ao nível da rigidez dos elementos estruturais e não estruturais de modo não formar um mecanismo de piso [32].

Para se prevenirem as consequências dos mecanismos potenciados pela presença de alvenarias em pórticos de betão armado, devem-se projetar estruturas mistas, pois a existência das paredes restringe os deslocamentos entre pisos (drift), impedindo mecanismos de piso por exemplo. Essas consequências também podem ser mitigadas aumentando-se a ductilidade dos painéis de alvenaria, pois se os painéis ao se danificarem não perdessem logo a capacidade de carga, haveria uma tendência para os danos se espalharem pelos pisos superiores. A ductilidade dos painéis pode ser aumentada através do uso de armadura mínima entre camadas de unidades de alvenaria, por exemplo [23].

ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO AÇORIANOS COM PAREDES ALVENARIA DE ENCHIMENTO

4.1. INTRODUÇÃO

Os edifícios correntes de betão armado possuem maioritariamente alvenarias de enchimento de tijolo, tanto a nível exterior como interior. No caso açoriano, é bastante visível na construção existente o uso destas alvenarias com blocos de betão produzidos nas diferentes ilhas, variando apenas algumas características geométricas destas unidades de alvenaria. Apesar das alvenarias serem consideradas elementos não estruturais, como observado no capítulo anterior, podem influenciar o comportamento de estruturas de betão armado quando sujeitas a ações sísmicas, tanto negativamente como positivamente. Os efeitos negativos das paredes de enchimento estão associados com as irregularidades em planta ou em altura destes elementos, podendo originar diferentes mecanismos de rotura, como por exemplo, pilar-curto (*short column*) ou piso flexível (*soft-storey*) [32, 46]. Este estudo é, portanto, de elevada importância uma vez que o arquipélago dos Açores se insere numa zona de elevada sismicidade que pode levar ao colapso de estruturas implicando a perda de vidas e perdas materiais. Estes efeitos negativos podem ser reduzidos com um correto dimensionamento das estruturas, tendo em consideração a contribuição destes elementos não estruturais, não só em massa, mas também em rigidez, com a adoção de uma disposição regular em planta e em altura e tendo em atenção as indicações do Eurocódigo 8 no que diz respeito às suas dimensões e aberturas. Pretende-se assim analisar as tipologias de paredes de enchimento, sem e com aberturas, e o impacto das mesmas na formação de possíveis mecanismos de rotura.

O presente estudo foca-se na análise estatística a nível arquitetónico e estrutural de um conjunto de trinta e sete projetos de edifícios, de três ilhas açorianas e quatro cidades, construídos em diferentes épocas, representativos da construção existente em betão armado com três ou mais pisos, com paredes de enchimento. Este estudo teve como objetivo proceder a uma estimativa das propriedades geométricas das paredes de enchimento confinadas em edifícios de betão armado, assim como das características estruturais da estrutura de betão envolvente, isto é, das lajes, pilares e vigas. De acordo com a disposição das aberturas nos painéis de alvenaria, definiu-se um conjunto de tipologias, continuando um estudo iniciado por Furtado *et al.* [2] e prolongado por Borges [47]. De modo a ter-se um conhecimento mais profundo da percentagem de aberturas nas paredes de enchimento existentes, procedeu-se ao registo de todas as dimensões das paredes de enchimento e das suas aberturas, necessárias à determinação desta relação, assim como para determinar a percentagem de aberturas

existentes na fachada do edifício, tendo em conta a área das fachadas por piso dos edifícios em estudo. Analisaram-se também outros parâmetros relativos aos elementos estruturais dos edifícios. Neste capítulo será feita uma comparação com os estudos anteriores referidos [2, 47].

4.2. PARQUE HABITACIONAL DOS AÇORES

De modo a obter-se uma visão geral da vulnerabilidade sísmica das ilhas açorianas, desenvolveu-se um estudo da densidade populacional e das habitações no arquipélago, assim como das suas características. Para tal, utilizaram-se dados disponibilizados pelo Instituto Nacional de Estatística, no relatório de recenseamento mais recente, realizado em Portugal, os Censos 2011.

4.2.1. POPULAÇÃO E EDIFÍCIOS AÇORIANOS

O estudo inicia-se com apresentação da densidade populacional e habitacional dos Açores. É importante identificar estes parâmetros de modo a ter uma noção dos possíveis riscos que as zonas mais expostas à atividade sísmica estão sujeitas, podendo-se conduzir esforços no sentido de prevenir eventuais perdas e danos. Assim na Tabela 4.1 apresenta-se a distribuição da população pelas diferentes ilhas, valores que são complementados pela

Fig. 4.1 que mostra que por km^2 vivem entre 26 a 110 pessoas, em todas as ilhas. A nível da densidade de alojamentos,

Fig. 4.2, que nos dados recolhidos pelos Censos 2011 [48], incluem moradias, edifícios com menos de três pisos e edifícios com mais de três pisos pode-se ver que em todo o arquipélago existem entre 21 a 59,4 alojamentos por km^2 , valor que comparado com a densidade populacional, pode levar à conclusão que há alguma presença de alojamentos dispostos em altura, visto que os valores dos intervalos de ambas as variáveis, contêm zonas em que os valores da densidade populacional e de alojamentos são iguais.

Tabela 4.1 - Dados relativos à população dos Açores (Fonte: Censos 2011 [48]).

Ilha	População em 2011	Percentagem de população
Santa Maria	5552	2,2%
São Miguel	137856	55,9%
Terceira	56437	22,9%
Graciosa	4391	1,8%
São Jorge	9171	3,7%

Pico	14148	5,7%
Faial	14994	6,1%
Flores	3793	1,5%
Corvo	430	0,2%
Total	246772	100%

Como pode-se ver na tabela anterior (e complementando com a Tabela 2.2), as ilhas mais afetadas por ações sísmicas, são as que possuem cerca de 85% da população. Segundo os dados mais recentes a ilha de São Miguel, possui cerca de 56% da população total residente dos Açores, a Terceira aproximadamente 23% e o Faial aproximadamente 6%.

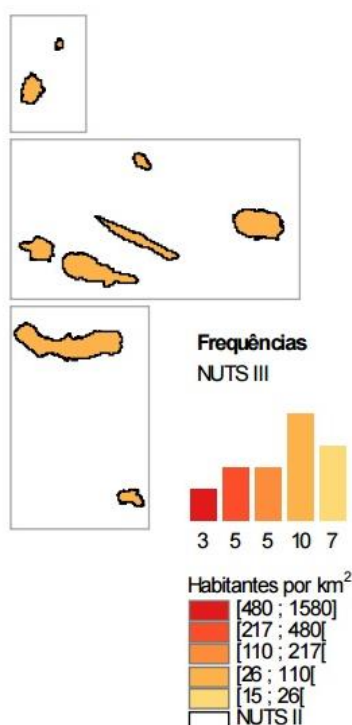


Fig. 4.1 - Densidade populacional nos Açores, 2011 (Adaptado de: Censos 2011 [48]).

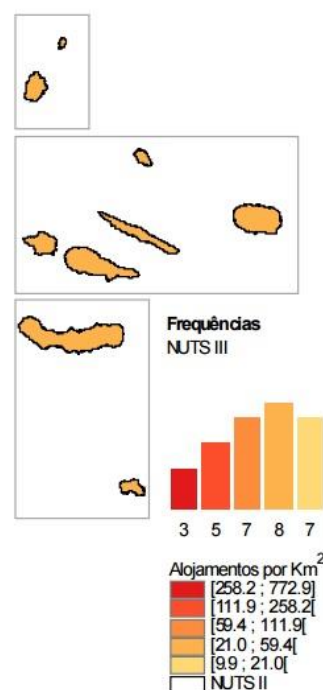


Fig. 4.2 – Densidade de alojamentos nos Açores, 2011 (Adaptado de: Censos 2011 [48]).

Relativamente à atual realidade da edificação nos Açores, apresenta-se na Fig. 4.3 a evolução anual do número de edifícios licenciados nas últimas três décadas.

Como se pode observar a distribuição de edifícios construídos, ampliados, ou reabilitados varia nas últimas três décadas, tendo valores de pico que estão provavelmente relacionados com facto de sismos e outras catástrofes recentes, que afetaram o arquipélago. Esta distribuição mostra a diminuição, substancial, nos últimos anos (desde 2008), facto que se deve à atual crise económica que tem afetado vários setores, entre eles a construção.

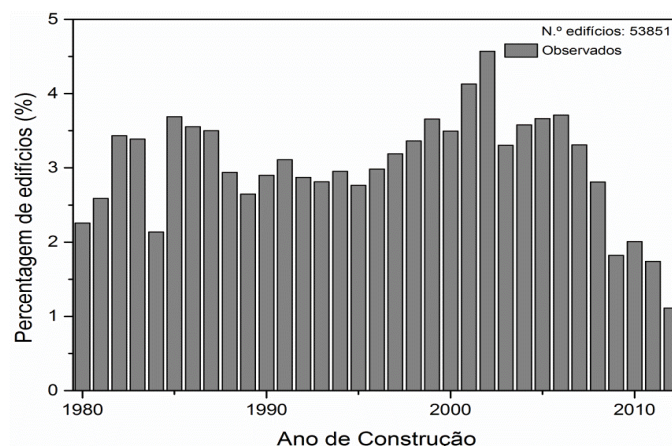


Fig. 4.3 - Evolução da percentagem de edifícios licenciados nos Açores de acordo com o ano de construção (fonte: SREA [49]).

4.2.2. EDIFÍCIOS EXISTENTES NO ARQUIPÉLAGO

Como já foi referido, a construção nos Açores sofreu profundas alterações ao longo do século XX com a introdução de novos materiais e processos de construção. De forma a ter-se uma melhor perceção dessa evolução, recorreu-se, como já foi referido, aos dados disponibilizados pelos Censos 2011. Para tal, procedeu-se a uma análise quantitativa dos edifícios, por tipo de revestimento, cobertura, número de pisos etc.

Como pode-se ver na Fig. 4.4, ao longo dos anos, a evolução da construção de edifícios nos Açores tem ido no sentido da diminuição do uso da alvenaria tradicional, aumentando por sua vez a estrutura em betão armado. Na década de 80 é visível um grande pico de crescimento da estrutura de betão armado, facto que está relacionado com o sismo de 1980 na Terceira, catástrofe que despertou a consciência no sentido da adoção de regulamentos e metodologias de construção antissísmica.

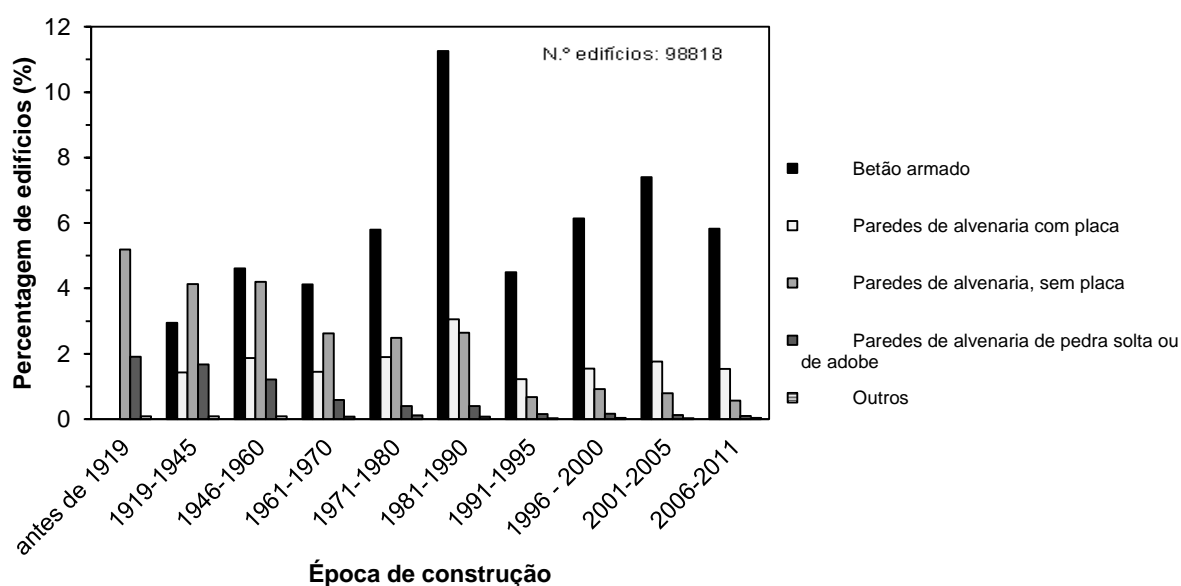


Fig. 4.4 - Evolução ao longo dos anos do tipo de construção nos Açores (Fonte: Censos 2011).

Ao analisar-se a Fig. 4.5, verifica-se que o uso de pedra, no revestimento exterior de edifícios, tem vindo a decair nos últimos anos, assim como, o reboco tradicional ou marmorite, o ladrilho cerâmico ou mosaico; e outros materiais têm sido implementados nos revestimentos com tendência de crescimento da sua utilização.

O uso da cobertura inclinada, revestida por telhas de cerâmica ou de betão e revestida a outros materiais ultimamente tem sofrido oscilações ao longo dos anos, tendo o seu uso decaído de 2005 a 2011, por sua vez o uso de coberturas em terraço e mistas têm vindo a aumentar (Fig. 4.6).

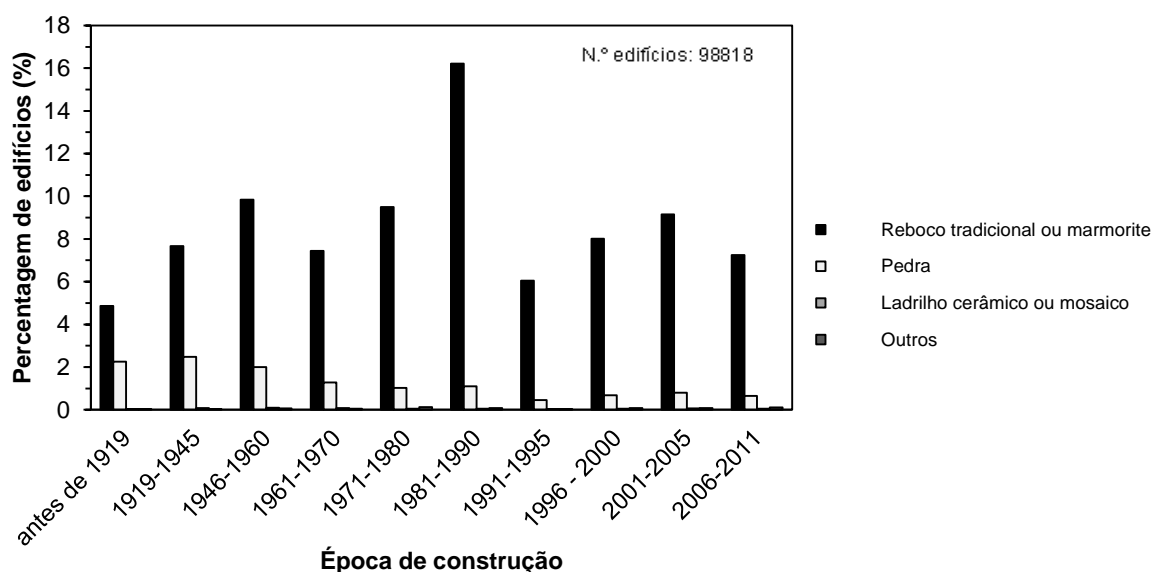


Fig. 4.5 - Evolução ao longo dos anos dos tipos de revestimento exterior em edifícios dos Açores (Fonte: Censos 2011).

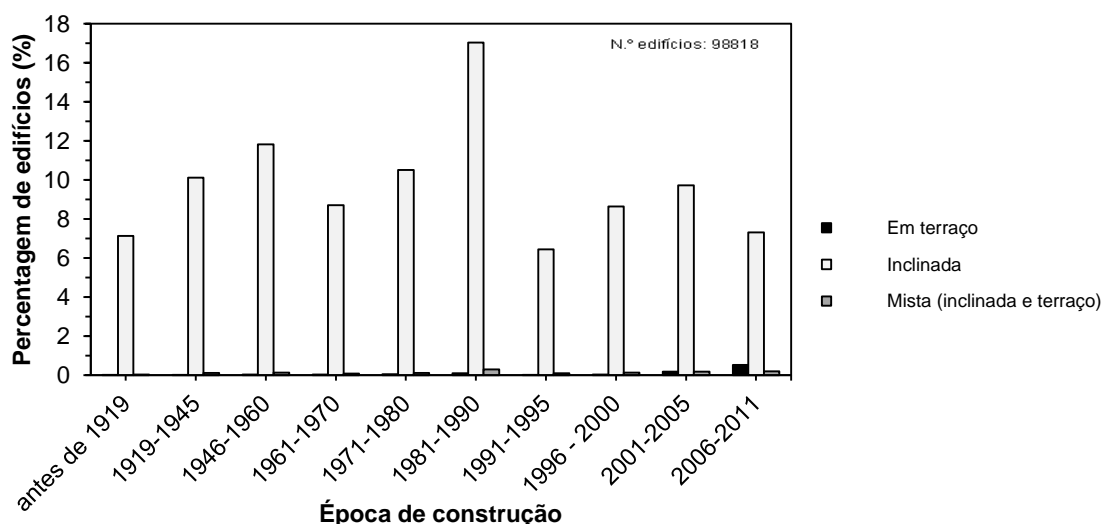


Fig. 4.6 - Evolução ao longo dos anos do tipo de cobertura dos edifícios dos Açores (Fonte: Censos 2011).

Como se pode ver na Fig. 4.7 a grande maioria de edifícios existentes nos Açores são de 1 piso e de 2 pisos, estando o rés-do-chão já incluído, e os pisos subterrâneos desprezados. Mas a tendência de construir com esse número de pisos tem vindo a decair nos últimos anos, havendo a partir da década de 80 um aumento das construções com mais de pisos, facto que se prevê que fará parte do futuro da construção das ilhas. Apesar da realidade construtiva açoriana ser composta por maioritariamente por moradias e edifícios de pequeno porte, o crescimento atual, tem sido no sentido de edifícios com mais pisos de modo a se evitar a urbanização das paisagens existentes.

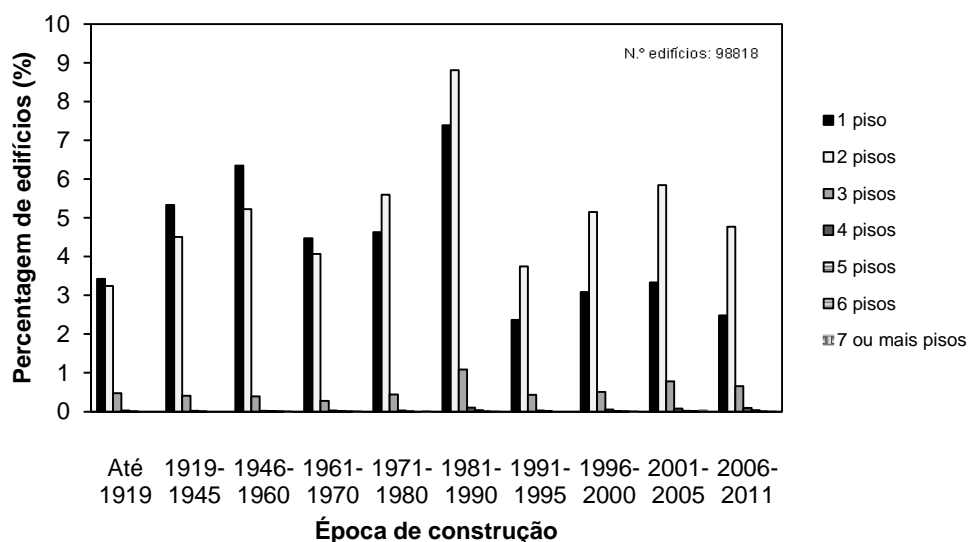


Fig. 4.7 - Percentagem de edifícios açorianos segundo o número de pisos (Fonte: Censos 2011).

Observando a Fig. 4.8, pode-se assinalar que a estrutura em betão armado é a mais utilizada independentemente do número de pisos. Até aos 3 pisos, inclusive, são usados todos os tipos de estruturas e a partir dos 4 pisos deixam de ser usadas paredes de alvenaria de pedra solta ou de adobe e outros tipos de estruturas. A partir dos 6 pisos deixam de ser usadas as paredes de alvenaria, sem placa, sendo as paredes de alvenaria com placa utilizadas em edifícios independentemente do número de pisos, mas com expressão inferior à do betão armado.

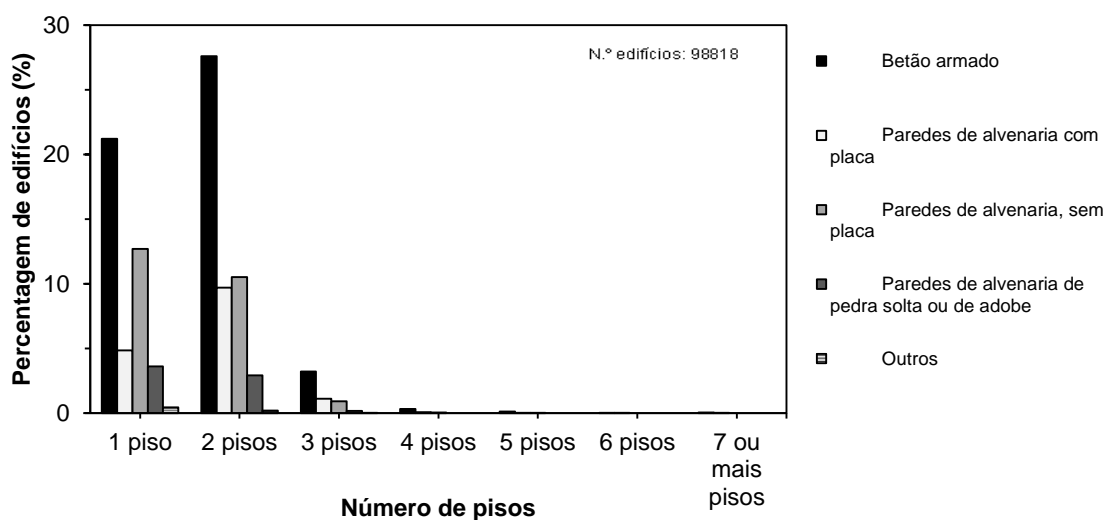


Fig. 4.8 - Tipos de estrutura dos edifícios segundo o número de pisos nos Açores (Fonte: Censos 2011).

O revestimento mais utilizado, independentemente do número de pisos, é o reboco tradicional ou marmorite (Fig. 4.9), assim como a pedra, que embora exista em edifícios de vários números de pisos, tem uma presença bastante inferior comparativamente ao reboco tradicional. O ladrilho cerâmico é utilizado para revestimento de edifícios até 3 pisos, inclusive, e outros materiais são utilizados também até três pisos, inclusive, sendo utilizados também em edifícios com 7 ou mais pisos.

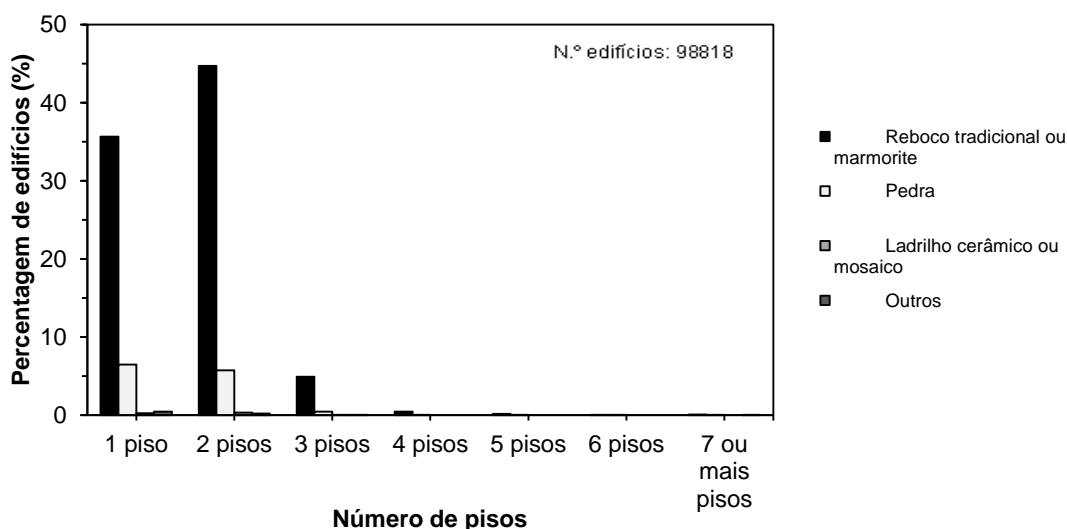


Fig. 4.9 - Revestimento exterior segundo o número de pisos (Fonte: Censos 2011).

Independentemente do número de pisos de um edifício os três tipos de cobertura estudadas, são usadas. A cobertura inclinada é a mais utilizada, seguindo-se pela cobertura em terraço e finalmente pela cobertura mista (Fig. 4.10).

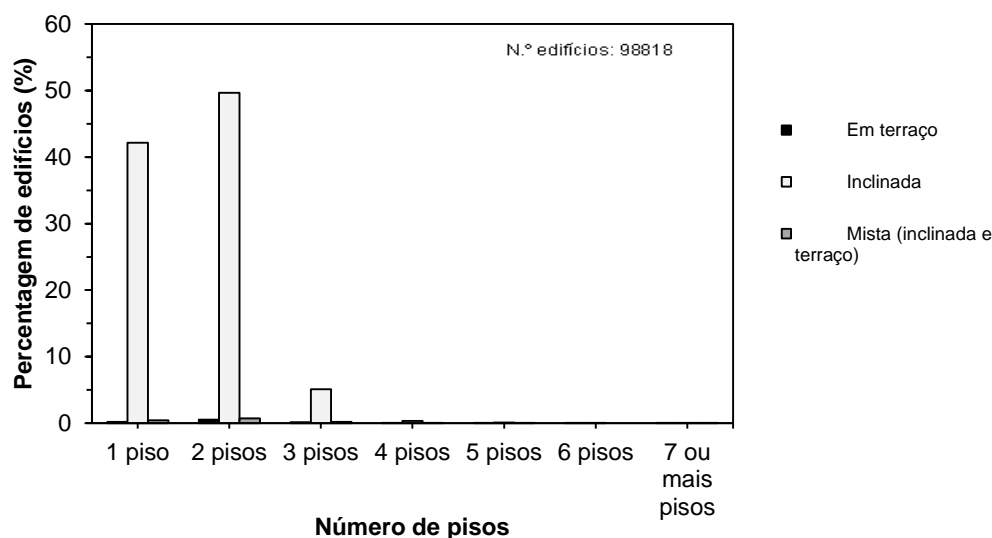


Fig. 4.10 - Cobertura de edifícios segundo o número de pisos (Fonte: Censos 2011).

A partir do Fig. 4.11 pode-se verificar, como seria de esperar, que a necessidade de reparação nos edifícios mais recentes é mais baixa que nos edifícios mais antigos. Seguindo o gráfico pode-se ver que a maior necessidade de reparação está nas paredes e caixilharias, seguindo-se a partir dos anos 90 pela necessidade de reparação da estrutura e finalmente da cobertura. A partir da década de 80 a necessidade de reparação de estruturas e coberturas (em que anteriormente havia maior necessidade de reparação das coberturas do que das estruturas) igualou-se, o que teve a ver com o facto do sismo da Terceira de 1980, tendência que se manteve e tendeu a crescer devido ao sismo do Faial, em 1998.

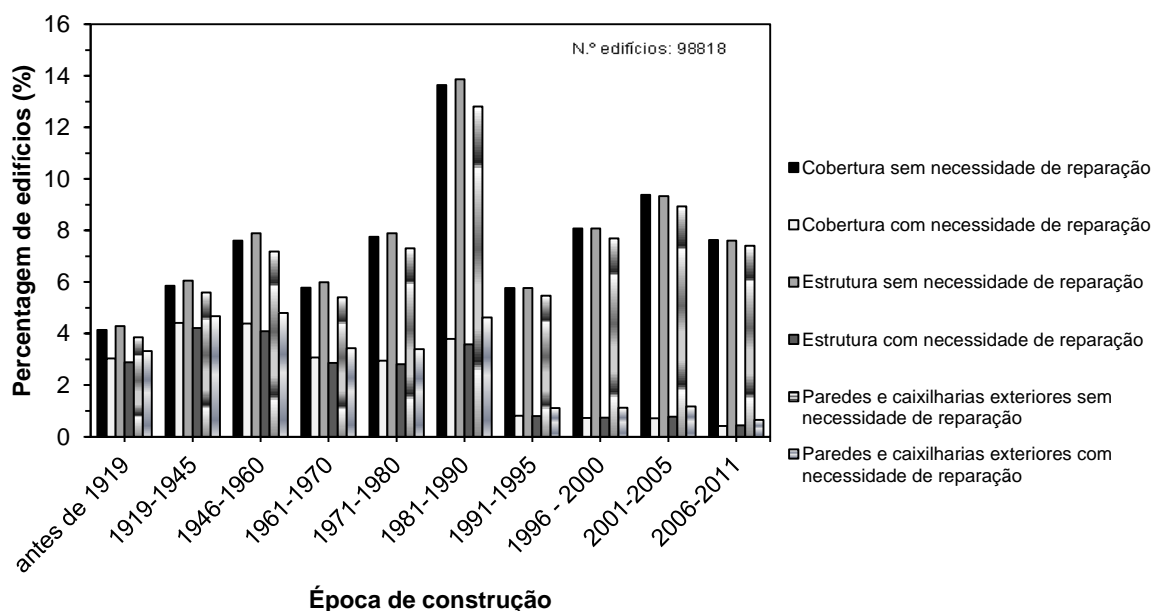


Fig. 4.11 - Variação das necessidades de reparação ao longo das épocas de construção nos Açores (Fonte: Censos 2011).

4.3. CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO COM ALVENARIAS DE ENCHIMENTO NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES

Apesar de os edifícios açorianos terem, na sua grande maioria um ou dois pisos, a tendência construtiva tem sido no sentido de aumentar o número de pisos, facto que ocorreu nos últimos anos e que se prevê que se mantenha. Como tal e como é em estruturas de dimensão média a alta (com três ou mais pisos), que a existência das alvenarias de enchimento tem uma maior influência no comportamento da estrutura de betão armado face à ação sísmica, serão estes os edifícios alvo do estudo da base de dados elaborada para os Açores. É de considerável importância este estudo, pois no dimensionamento de estruturas, muitas vezes estes elementos não estruturais são ignorados, podendo originar grandes problemas caso o edifício seja exposto a ações sísmicas de ordem de grandeza elevada.

À semelhança da base de dados criada para Portugal continental por Furtado *et al.* [1] e continuado mais tarde por Borges [47] criou-se uma base de dados para os Açores com informações sobre as características gerais dos edifícios estudados e sobre os seus elementos estruturais e não estruturais, dando-se particular destaque à caracterização geométrica das paredes de enchimento.

Assim recolheram-se projetos de arquitetura e de estruturas de trinta e sete edifícios das ilhas do Faial, Terceira e São Miguel, de modo a iniciar-se o estudo, procedendo-se de seguida à sua análise. É de referir que alguns projetos não tinham todas as informações a nível arquitetónico ou estrutural, muitas vezes devido a serem projetos antigos, e de uma altura em que ainda não havia a tecnologia atual. Todos os projetos obtidos foram digitalizados e trabalhados em formato digital.

4.3.1. MEMÓRIA DESCRITIVA DA BASE DE DADOS

Neste subcapítulo são descritos parâmetros como as medições efetuadas, o processo de preenchimento da base de dados em *Excel* [50], assim como os cálculos que foram necessários efetuar de modo a obterem-se os dados necessários ao estudo das características estruturais dos edifícios e das paredes de enchimento. Todas as medições efetuadas nos projetos, foram realizadas com o auxílio do *Autocad 2015* da *Autodesk*. [51].

Fez-se uma análise por piso tipo do edifício, quando as propriedades geométricas não sofriam grandes variações no edifício, escolhendo-se como caso de estudo o piso que se repetia mais vezes. Porém, como haviam edifícios com todos os seus pisos, com características geométricas diferentes, isto é, a nível de aberturas das paredes de enchimento, altura de piso, área em planta, esses casos estudaram-se os pisos um a um. Assim, dos 37 projetos estudados foram poucos os que foi possível identificar um piso tipo no edifício. Pôde-se observar que apenas os edifícios mais altos tinham alguma regularidade em planta e em altura, enquanto, os de médio porte eram bastante irregulares. Para além do estudo do piso, teve-se sempre em conta a presença do rés-do-chão e dos pisos superiores com características estruturais diferentes dos restantes pisos.

4.3.1.1. Visão Geral das Características dos Edifícios

A base de dados é composta por um conjunto de informações, sendo a primeira delas, relativa às características dos edifícios. Começou-se o seu preenchimento pelo nome do projeto (Fig. 4.12). Por questões de anonimato que foram exigidas, deram-se nomes aleatórios aos projetos, iniciados por siglas relativas ao município onde foram recolhidos, assim AH por exemplo corresponde a Angra do Heroísmo, o número seguinte ao número do edifício (começando de 1 até ao número de edifícios estudados da respetiva cidade), e o número entre parênteses o piso (0) corresponde ao rés-do-chão, (1) ao piso 1, (2) piso 2 e assim sucessivamente).

De seguida inseriu-se a cidade a que pertencia o edifício, o ano de conclusão do projeto e o número de pisos, contados a partir do rés-do-chão, inclusive, e desprezando pisos subterrâneos, com caves ou garagens.

As características estruturais retiradas das memórias descritivas e projetos de estruturas, foram a classe do betão e do aço utilizados na estrutura de betão armado e o tipo e altura da laje. Como foi referido, por vezes, alguns dados não estavam disponíveis, tal como é possível ver na Fig. 4.12 um exemplo em que não haviam dados relativos à classe de betão e ao tipo de armadura utilizadas. Normalmente estas informações estavam na memória descritiva, assim como o tipo e altura das lajes, no entanto era possível determinar a altura das lajes por medição nos cortes do projeto de estabilidade. A altura dos pisos foi medida nos alçados ou nos cortes, quando os desenhos não estavam cotados.

Para facilitar o preenchimento da base de dados e cobrir-se a totalidade das fachadas dos edifícios, dividiu-se as características da envolvente em quatro fachadas, Norte (N), Sul (S), Este (E) e Oeste (W). Esta divisão também foi útil para o preenchimento dos dados relativos às paredes de enchimento e para a comparação da área de aberturas e a área de fachada, permitindo programar a base de modo a que a efetuar o cálculo automático da relação da área de aberturas e da área da sua fachada correspondente. Para diminuir a dimensão dos cálculos a efetuar, programou-se a base de dados, de forma a calcular a área da fachada e área do piso tipo (exceto em caso de edifícios de planta irregular, em que foi necessário programar a fórmula de cálculo da área específica). Para este cálculo se tornar automático era necessário começar por preencher o comprimento das fachadas, obtendo-se imediatamente a área e relacionando com a altura do piso “tipo” determinava-se automaticamente a área da fachada. Contou-se o número de vãos por fachada, independentemente de serem de alvenaria confinada ou não, e mediram-se as dimensões de cada um, obtendo-se o vão médio. Registou-se também o vão máximo por fachada. Estes parâmetros relativos aos vãos foram introduzidos por Borges [47] em relação à base de dados inicial desenvolvida por Furtado et al. [1] por forma a poder-se estabelecer uma relação entre as paredes de alvenaria confinada e não confinada [47]. Na Fig. 4.12, pode-se ver o exemplo do preenchimento da folha de cálculo referente às propriedades gerais dos edifícios estudados.

		CARACTERÍSTICAS GERAIS							
		AH 2 (2)				AH 3 (0)			
Edifício	Nome/nº do Projeto	Angra do Heroísmo				Angra do Heroísmo			
	Localidade	1995				1975			
	Ano	3				4			
	Nº de pisos (incluindo R/C)								
	CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS								
	Classe do Betão	B 20							
	Tipo de Armadura	A 400 NR							
	Tipo de laje	Aligeirada				Maciça			
Alçado Tipo	Altura das lajes (cm)	25				10			
	Altura do piso Rêz-do-chão (m)	2.8				2.79			
	Altura do piso "tipo" (m)	2.7				2.79			
	CARACTERÍSTICAS DA ENVOLVENTE								
	Área da fachada	E	N	S	W	E	N	S	W
	Comprimento da Fachada	40.77	14.175	13.5	40.5	40.77	54.126	54.126	34.317
	Área Piso Tipo	15.1	5.25	5	15	15.1	19.4	19.4	12.3
	Nº de vãos	78.02				238.62			
Vão médio da fachada		4	1	1	4	4	4	5	3
		3.54	5.55	4.70	3.54	3.54	5.46	3.84	3.98
	Vão máximo da fachada	4.25	5.55	4.7	4.25	4.25	5.95	4.125	4.58

Fig. 4.12 - Características gerais dos edifícios estudados.

De forma a explicar a diferença entre uma parede confinada e não confinada, e elaborou-se uma figura exemplificativa de um excerto de uma fachada de edifício, conforme observado em alguns projetos. Na Fig. 4.13 (a) Observa-se a planta de uma fachada com duas paredes; comparando com a Fig. 4.13 (b) observa-se que apenas a parede sob o plano a vermelho é confinada, pois encontra-se entre dois pilares (P1 e P2) e com uma viga na parte superior (V1.1). A parede, sob o plano a cinza, não se encontra confinada, pois não possui pilares nos externos apesar de superiormente estar limitada pela viga V1.3.

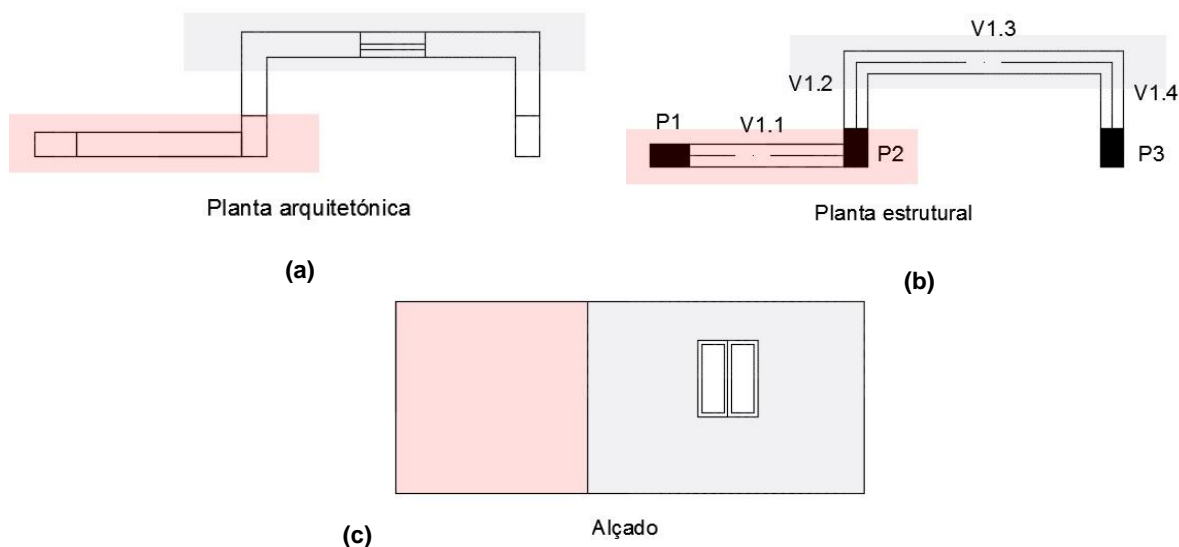


Fig. 4.13 – Identificação de paredes confinadas e não confinadas: (a) Planta arquitetónica; (b) Planta estrutural; (c) Alçado.

4.3.1.2. Características dos Elementos Estruturais

Seguindo o mesmo princípio de preenchimento da base de dados relativamente aos edifícios e pisos tipo referido no subcapítulo anterior, registaram-se todos os elementos estruturais de todos os pisos de edifícios que não possuíam piso tipo. A análise dos pilares e vigas foi feita com base nos projetos de estabilidade dos edifícios, onde estas componentes estruturais estavam devidamente detalhadas. Recolheram-se dados das características de todos os pilares e vigas pertencentes a cada piso estudado, ligados a paredes de alvenaria de enchimento.

4.3.1.2.1. Pilares

Os dados recolhidos, na análise dos pilares, foram a secção destes, a sua armadura, programando-se a folha de cálculo de modo a obter com estes dados a área de armadura nos pilares e a percentagem de armadura (Fig. 4.14). Os estribos foram outra das características retiradas no estudo efetuado. É importante referir que apenas se estudaram pilares existentes na fachada de edifícios. Foram registados dados de todos os pilares, diferentes entre si, que confinavam paredes de alvenaria de enchimento exteriores.

Na Fig. 4.14 encontra-se um exemplo do preenchimento da folha de cálculo dos pilares, com dados relativos a dois edifícios diferentes.

Na Fig. 4.14, é possível ver que existe um pilar com duas colunas de preenchimento. Este facto deve-se ao pilar ser composto por varões de aço de diferentes diâmetros, facilitando assim o processo de cálculo automático da área de armadura e percentagem desta. Face à existência de pilares, com três diâmetros de varões diferentes, seguiu-se a mesma linha de raciocínio.

Edifício	CARACTERÍSTICAS GERAIS												
	AH 3 (1 e 2)						AH 4 (0)						
	Nome/nº do Projeto						2011						
	Ano						2011						
Pilares Tipo	Nº de pisos (incluindo R/C)						3						
	Seção dos pilares												
	base (cm)	35	35	35	40	30	35	27	27	27	27	27	27
	altura (cm)	35	35	35	35	35	35	27	27	27	27	27	27
	Armadura dos pilares												
	nº de varões	4	4	4	4	4	4	6	6	6	8	4	2
	φ (mm)	12	12	16	12	12	12	16	16	16	12	16	12
	Área das armaduras dos pilares (cm²)	4,52	4,52	8,04	4,52	4,52	4,52	12,06	12,06	12,06	9,05	8,04	10,30
	% de armadura nos pilares	0,37%	0,37%	0,66%	0,32%	0,43%	0,37%	1,65%	1,65%	1,65%	1,24%	1,10%	1,41%
	Estribos Pilares	φ6//0,25	φ6//0,25	φ6//0,25	φ6//0,25	φ6//0,25	φ6//0,25	2φ6//0,18	φ6//0,20	2φ6//0,20	φ6//0,15	φ6//0,20	φ6//0,15

Fig. 4.14 - Características estruturais dos pilares.

4.3.1.2.2. Vigas

O estudo das vigas, realizou-se segundo o mesmo princípio adotado na análise dos pilares, de apenas estudarem-se vigas pertencentes à parede da fachada e que confinassem paredes de alvenaria de enchimento exteriores. Dos projetos retirou-se a secção das vigas, acrescentando em relação à base de dados precedente, o comprimento das vigas em estudo, as armaduras superiores e inferiores nos apoios (direito e esquerdo) e a meio vão. Decidiu-se optar por esta divisão entre armaduras do apoio direito e esquerdo, inferior e superior, visto que havia alguma variação do diâmetro e quantidades dos varões utilizados nestas secções. A obtenção das áreas de armaduras e percentagens de áreas de armaduras por secção foi feita por programação da folha de cálculo de modo a ter-se valores imediatos (Fig. 4.15). As dimensões dos varões dos estribos das vigas e os seus espaçamentos, foram inseridos manualmente. Assim como aconteceu nos pilares, havia secções de vigas com armaduras compostas por varões com diferentes diâmetros, desde dois a quatro diâmetros diferentes. Assim fez-se, como se pode ver na Fig. 4.15, a divisão da coluna da viga em sub-colunas com o número de varões de cada diâmetro, por forma a ser possível o cálculo automático das suas áreas.

Na Fig. 4.15 apresenta-se um exemplo do preenchimento da folha de cálculo das vigas pertencentes a pisos de dois edifícios diferentes.

CARACTERÍSTICAS GERAIS													
Edifício	Nome/nº do Projeto	AH6 (1)							AH 7 - Lote 6 (I)				
	Ano	1984							2007				
Vigas Tipo	Nº de pisos (incluindo R/C)	3							5				
	Seção das Vigas												
	Base das vigas (cm)	30	30	30	30	25	25	25	25	25	25	25	25
	Altura das vigas (cm)	40	40	40	40	50	50	50	50	50	50	50	50
	Comprimento das vigas (m)	5,9	4,2	6,55	4,4	3,89	3,41	3,42	3,89	5,31	3,59	6,06	5,71
	Armadura superior vigas a meio vão												
	nº de varões	4	4	4	4	4	4	4	2	2	2	2	2
	φ (mm)	12	12	12	12	16	16	16	16	16	16	16	16
	Armadura superior vigas no apoio esquerdo												
	nº de varões	4	4	4	4	4	5	4	5	2	2	3	5
	φ (mm)	12	12	12	12	16	16	16	16	12	12	16	16
	Armadura superior vigas no apoio direito												
	nº de varões	4	4	4	4	5	4	5	4	3	2	2	4
	φ (mm)	12	12	12	12	16	16	16	16	12	16	12	16
	Armadura inferior das vigas a meio vão												
	nº de varões	4	4	4	4	2	2	2	2	4	4	3	3
	φ (mm)	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
	Armadura inferior das vigas apoio esquerdo												
	nº de varões	4	4	4	4	2	2	2	2	4	4	2	2
	φ (mm)	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
	Armadura inferior das vigas apoio direito												
	nº de varões	4	4	4	4	2	2	2	2	4	4	2	2
	φ (mm)	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
	Área das armaduras das vigas a meio vão (cm²)	9,05	9,05	9,05	9,05	10,30	10,30	10,30	6,28	8,55	8,55	7,41	7,41
	Área das armaduras das vigas no apoio esq. (cm²)	9,05	9,05	9,05	9,05	10,30	12,32	10,30	12,32	10,81	11,94	12,32	10,30
	Área das armaduras das vigas no apoio dir. (cm²)	9,05	9,05	9,05	9,05	12,32	10,30	12,32	10,30	11,94	10,81	10,30	10,30
	% de armadura nas vigas a meio vão	0,75%	0,75%	0,75%	0,75%	0,82%	0,82%	0,82%	0,50%	0,68%	0,68%	0,53%	0,53%
	% de armadura nas vigas no apoio esq.	0,75%	0,75%	0,75%	0,75%	0,82%	0,99%	0,82%	0,99%	0,86%	0,96%	0,99%	0,82%
	% de armadura nas vigas no apoio dir.	0,75%	0,75%	0,75%	0,75%	0,99%	0,82%	0,99%	0,82%	0,96%	0,86%	0,82%	0,82%
	Estribos Vigas	ø8/10.20	ø6/10.20	ø6/10.20	ø6/10.20	ø8/10.30	ø8/10.30	ø8/10.30	ø8/10.30	ø8/10.30	ø8/10.30	ø8/10.30	ø8/10.30

Fig. 4.15 – Características estruturais das vigas.

4.3.1.3. Paredes de Alvenaria de Enchimento

Para se efetuar o estudo das características das paredes de alvenaria de enchimento recorreu-se aos projetos de arquitetura e de estabilidade disponibilizados. Os primeiros parâmetros a preencher foram o número total de aberturas e o número de pórticos tipo. O valor da dimensão total de aberturas (em planta) e o vão do pórtico foram calculados automaticamente a partir dos valores parciais a seguir referidos.

De forma a apresentar-se o modo e raciocínio usados no preenchimento dos dados relativos às alvenarias de enchimento, desenhou-se o esquema apresentado na Fig. 4.16. Nesta figura pode-se ver a que distâncias correspondem as letras de a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, k, l, m, n, o e p, existentes na tabela da base de dados (Fig. 4.17). Assim a letra “a” corresponde à distância do pilar à primeira abertura, a “b” o comprimento da primeira abertura, “c”, para casos de painéis com uma abertura corresponde à distância entre a abertura e o pilar, enquanto para painéis com mais de uma abertura corresponde à distância entre a primeira e segunda, aberturas. A letra “g” corresponde ao comprimento da segunda abertura, “h”, tal como a “c”, para painéis com duas aberturas corresponde à distância entre a abertura e o pilar, e edifícios com mais de duas aberturas corresponde à distância entre a segunda e a terceira aberturas. A letra “l” corresponde ao comprimento da terceira abertura e a “m” à distância da terceira abertura ao pilar. Visto que não se verificaram mais de três aberturas nos painéis estudados, este foi o adotado. A letra “d” por sua vez corresponde à distância entre a laje do piso inferior e a primeira abertura, e à altura da primeira abertura e “f” à distância entre a primeira abertura e a viga. As letras “i” e “n” são análogas à letra d, embora correspondentes à segunda e terceira abertura, respetivamente, as letras “j” e “o”, semelhantes à letra e, mas relativas à segunda e terceira abertura, respetivamente e as letras “k” e “p” idênticas à letra “f”, referentes à segunda e terceira abertura, respetivamente.

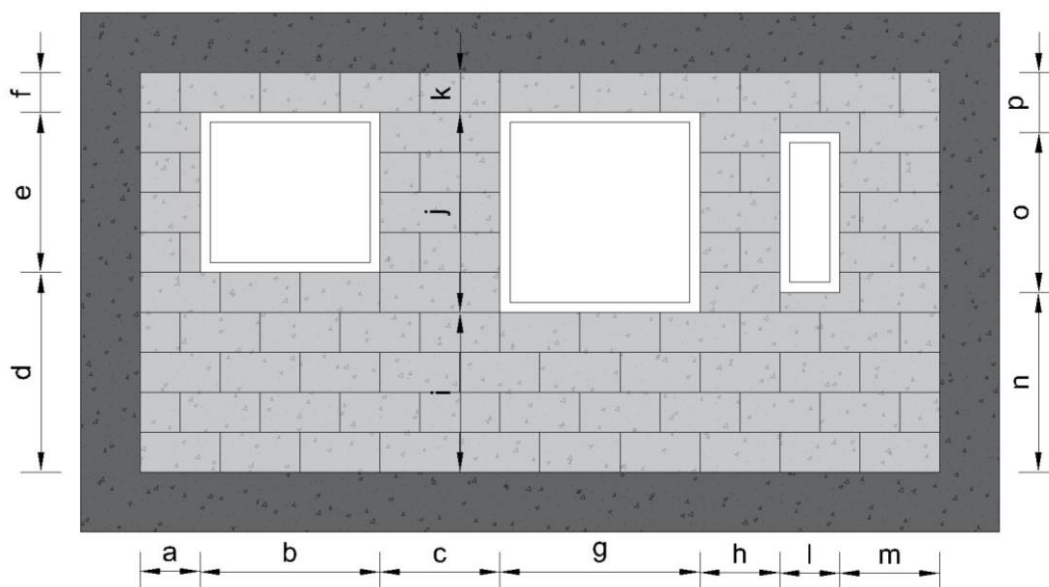


Fig. 4.16 - Dimensões geométricas das paredes de alvenaria de enchimento de um pórtico.

Após o preenchimento destas dimensões, as aberturas existentes na parede de enchimento e a sua disposição, eram comparadas com as tipologias de paredes de enchimento já criadas [2, 47], de forma a fazer-se a numeração das tipologias identificadas. As tipologias, até então não existentes, foram numeradas e registadas. O critério de criação das tipologias seguiu a mesma linha de pensamento da investigação que esteve na origem do atual estudo, por Furtado *et al.* [1], no qual se diferenciavam as aberturas em janelas, portas e portadas e as tipologias segundo a quantidade existente de cada tipo de abertura e da sua disposição e distâncias ao pórtico de betão armado envolvente.

O preenchimento da secção da base de dados relativa às paredes de enchimento, para que cada parede ficasse em conformidade com a fachada correspondente, fez-se por orientações, sendo cada piso dividido em quatro fachadas (Norte, Sul, Este e Oeste). Cada parede foi inserida na linha “Paredes de alvenaria de enchimento (fachada)” e na coluna correspondente à orientação da sua fachada (Fig. 4.17). Como numa fachada, normalmente, existia mais do que uma parede, criaram-se linhas abaixo e iguais à linha “paredes de alvenaria de enchimento (fachada)”, perfazendo um total de doze linhas deste tipo, para garantir total cobertura de todas as paredes, de cada fachada, de cada piso/edifício. Na Fig. 4.17, como simplificação da amostra, apenas são apresentadas duas linhas. Por cada linha relativa aos parâmetros de uma parede de enchimento, programou-se a base de dados de modo a obter automaticamente a percentagem de largura ou comprimento (da abertura relativamente ao painel de enchimento), a percentagem de altura (da abertura relativamente ao painel de enchimento), a área da abertura e a percentagem de abertura (da abertura relativamente ao painel de enchimento). No final destas linhas, e como já existia nos estudos anteriores [2, 47], fez-se o cálculo da área da fachada do piso tipo, a área das aberturas de cada fachada e a percentagem de aberturas na fachada. Estes valores após a introdução das características das paredes foram obtidos automaticamente através da programação da folha.

Edifício	CARACTERÍSTICAS GERAIS											
	Nome/nº do Projeto				PDL 5 (1 a 3)				PDL 6 (0, 1)			
	Ano				2004				2004			
	altura piso				2.65				3.47			
Nº de pisos (incluindo R/C)					4				5			
PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO (fachada)	CARACTERÍSTICAS DAS PAREDES				N	S	W	E	N	S	W	E
	Dimensão total das aberturas (em planta)				3.05	3.05	1.8	3.15	0	0	3.45	2.95
	nº total de aberturas				1	1	1	1	0	0	1	1
	Tipologia da parede				14	17	2	3	0	0	17	14
	Nº Pórticos do tipo				1	2	1	1	1	1	1	1
	Vão do pórtico				3.30	3.30	5.94	5.56	3.30	3.50	3.70	3.70
	Dimensões											
	a				0.1	0.15	3.74	2.26			0.15	0.1
	b				3.05	3.05	1.8	3.15			3.45	2.95
	c				0.15	0.1	0.4	0.15			0.1	0.65
	d				1.1	0	1.6	0			0	1.1
	e				0.9	2	0.4	2			2	0.9
	f				0.4	0.4	0.4	0.4			0.62	0.62
	g											
	h											
	i											
	j											
	k											
	l											
	m											
	n											
	o											
	p											
	% de largura				92.42%	92.42%	30.30%	56.65%	0.00%	0.00%	93.24%	79.73%
	% de altura				37.50%	83.33%	16.67%	83.33%	#DIV/0!	#DIV/0!	76.34%	34.35%
	Área de abertura (m²)				2.75	6.10	0.72	6.30	0.00	0.00	6.90	2.66
	% de abertura				34.66%	77.02%	5.05%	47.21%	#DIV/0!	#DIV/0!	71.18%	27.39%
PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO (fachada)	CARACTERÍSTICAS DAS PAREDES				N	S	W	E	N	S	W	E
	Dimensão total das aberturas (em planta)				3.45	1.55	2.6	1.6	0	2.4	2.95	3.45
	nº total de aberturas				1	1	1	1		1	1	1
	Tipologia da parede				14	1	1	3		17	14	17
	Nº Pórticos do tipo				1	1	1	1		1	1	2
	Vão do pórtico				3.70	3.72	3.42	3.42	0.00	3.50	3.55	3.70
	Dimensões											
	a				0.1	1.5	0.15	0.17		1	0.5	0.1
	b				3.45	1.55	2.6	1.6		2.4	2.95	3.45
	c				0.15	0.67	0.67	1.65		0.1	0.1	0.15
	d				1.1	1.6	1.1	0		0	1.1	0
	e				0.9	0.4	0.9	2		2	0.9	2
	f				0.4	0.4	0.4	0.4		0.62	0.62	0.62
	g											
	h											
	i											
	j											
	k											
	l											
	m											
	n											
	o											
	p											
	% de largura				93.24%	41.67%	76.02%	46.78%	#DIV/0!	68.57%	83.10%	93.24%
	% de altura				37.50%	16.67%	37.50%	83.33%	#DIV/0!	76.34%	34.35%	76.34%
	Área de abertura (m²)				3.11	0.62	2.34	3.20	0.00	4.80	2.66	6.90
	% de abertura				34.97%	6.94%	28.51%	38.99%	#DIV/0!	52.34%	28.55%	71.18%
	Área Fachada do piso tipo				32.595	32.595	101.999	104.887	48.909	97.818	121.237	122.665
	Área aberturas no piso				5.85	6.72	26.47	30.45	0.00	8.00	9.56	12.21
	% de abertura na fachada				17.95%	20.62%	25.95%	29.03%	0.00%	8.18%	7.88%	9.95%

Fig. 4.17 - Características geométricas das paredes de alvenaria de enchimento.

4.4. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS, DISCUSSÃO E COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE ESTUDOS ANTERIORES

Após a recolha e análise de trinta e sete projetos de edifícios, existentes no Faial, S. Miguel e Terceira, efetuou-se uma análise estatística dos dados obtidos, através do software de avaliação estatística, *Origin Pro 9* [52]. Este software foi criado e vocacionado para satisfazer as necessidades de cientistas e engenheiros, de modo, a facilitar e aumentar a velocidade de tratamento de dados, possuindo uma vasta abrangência de funções disponíveis de análise matemática, estatística e gráfica.

Os resultados obtidos neste trabalho foram comparados com dois estudos desenvolvidos anteriormente a este, levados a cabo por Furtado *et al.* [1] e Borges [47]. Quando a comparação não é feita, é por não existir essa informação nesses estudos.

4.4.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS EDIFÍCIOS

No mapa da Fig. 4.18, apresenta-se a distribuição dos edifícios estudados pelas ilhas do arquipélago açoriano. Estudaram-se 14 edifícios de Ponta Delgada, 12 da cidade da Horta, 7 de Angra do Heroísmo e 4 da Ribeira Grande.

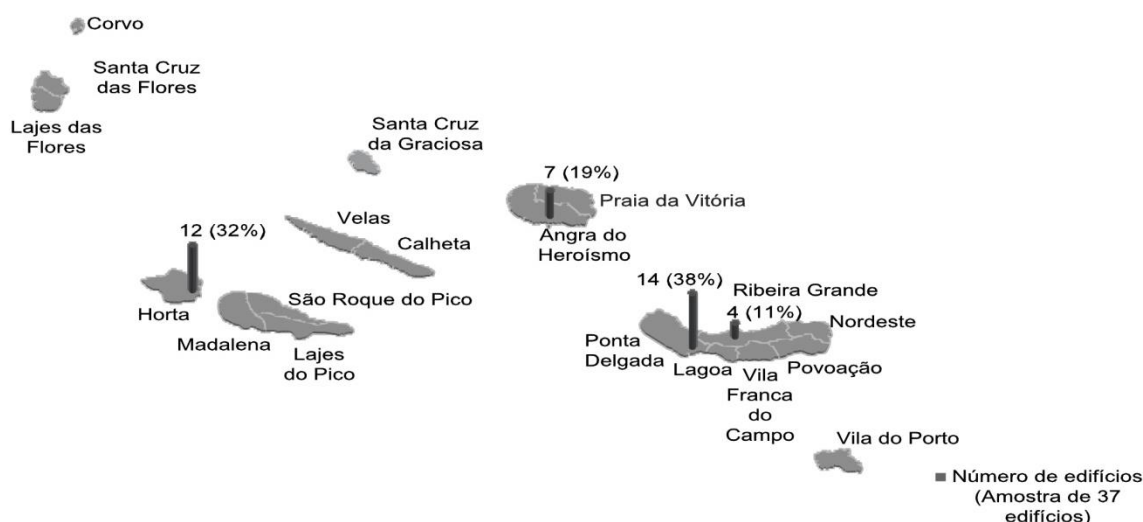


Fig. 4.18 – Distribuição do número de edifícios analisados de acordo com a sua localização.

Apesar de só terem sido analisados projetos de três ilhas, tendo sido as únicas em que foi possível obter projetos, estas são das ilhas com maior atividade sísmica e a maior parte da população açoriana, como já foi referido em 4.2.1. A ideia principal foi expandir a base de dados existente ao arquipélago, e iniciar uma análise inexistente para as ilhas dos Açores.

Os edifícios estudados datam desde 1975 a 2012, sendo a maior incidência de edifícios estudados de 2000 a 2005 como se pode ver na Fig. 4.19 (a). Este facto está relacionado com o facto de que a construção de edifícios com mais três ou mais pisos só teve um forte crescimento a partir dos anos 80,

tendo uma maior expressão a partir do segundo milénio. Comparando com o gráfico realizado por Borges [47] (Fig. 4.19 (b)) que junta os dados recolhidos pelo seu estudo e pelo estudo levado a cabo por Furtado *et al.* [1], é visível que para os edifícios estudados para o continente, há uma maior distribuição de edifícios por década, facto que também se deve à amostra ser bastante maior, com edifícios datados dos anos 50 comparativamente à amostra de projetos de edifícios recolhidos no presente estudo, o que evidencia a diferença construtiva nas duas regiões. A construção em altura foi adotada mais cedo no continente, pois as necessidades em Portugal continental eram diferentes das açorianas.

Apresenta-se a percentagem dos edifícios por décadas de modo a ter-se uma noção da quantidade de edifícios dimensionados antes e depois da implementação do Regulamento de Segurança e Ações (implementado no início dos anos 80) [7].

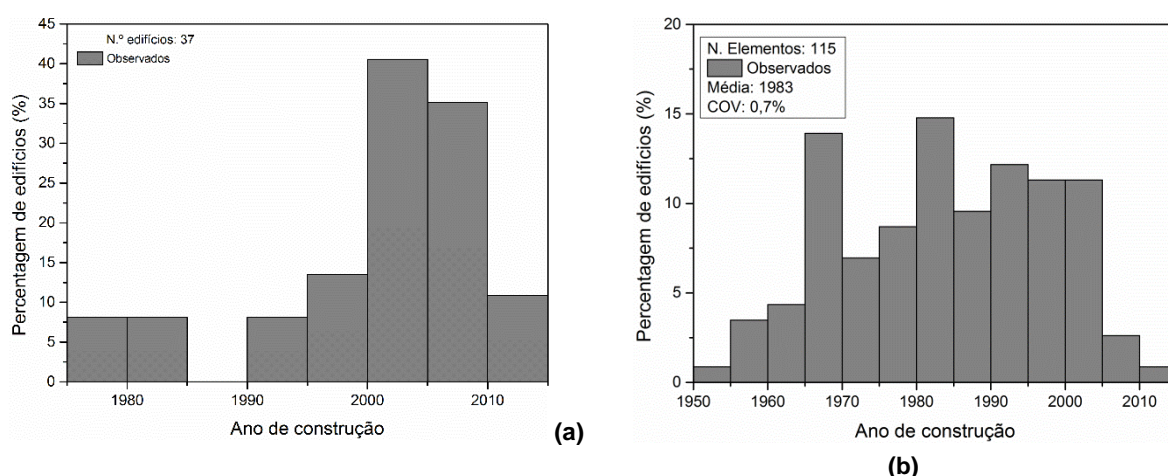


Fig. 4.19 – Ano de construção dos edifícios; (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).

Relativamente ao estudo do número de pisos por edifício (Fig. 4.20 (a)) a maioria dos edifícios estudados foi de 3 pisos (40%), seguindo-se edifícios com 4 pisos (cerca de 32%) e 5 pisos (cerca de 16%). No presente estudo não se analisaram edifícios com 7 e 8 pisos. Os edifícios com 6, 9 e 10 pisos perfaziam aproximadamente 12% dos edifícios estudados. Optou-se por adotar uma distribuição do tipo normal para o número de pisos, possuindo uma variação de 3 a 10 pisos, com um valor médio de 4 pisos e um coeficiente de variação de 38%. O coeficiente de variação associado ao número de pisos dos edifícios estudados é de 38% que está associado a essa inexistência de edifícios de 7 e 8 pisos. Comparando com os dados do estudo previamente efetuado (Fig. 4.20 (b)) verifica-se ver que no continente, há uma maior quantidade de edifícios com 4 pisos (aproximadamente 22,5%). Os edifícios estudados possuíam maioritariamente 3, 4, e 5 pisos. É de salientar que as necessidades de construção em altura a nível continental são maiores que as das ilhas, devido à existência de zonas com elevada densidade populacional. Acredita-se que os Açores, com o seu crescimento, e aumento de turismo irá ter uma tendência cada vez maior a adotar a construção em altura por forma a não destruir a natureza.

Os edifícios em Portugal apresentam com bastante frequência, diferentes alturas entre o piso do rés-do-chão e os pisos superiores, devido à utilização do piso inferior para fins comerciais ou para garagens, o que torna necessário pisos com maior abertura [32]. De modo a ter-se uma melhor noção das irregularidades em altura, dos edifícios estudados, dividiu-se o estudo da altura dos edifícios em dois grupos, altura do rés-do-chão e dos pisos superiores. O histograma representativo da frequência de ocorrência da altura do piso do rés-do-chão, apresentado na Fig. 4.21 (a), mostra que a altura média

deste piso é de 3,06m, com um coeficiente de variação de 13%. A altura média dos pisos superiores é de 2,65m, cerca de 41cm inferior à altura do piso do rés-do chão, possuindo um coeficiente de variação de 6%, inferior ao associado à altura do piso do rés-do-chão, sendo a altura dos pisos superiores relativamente uniforme em altura para cada edifício. Para ambos os histogramas foram propostas distribuições normais.

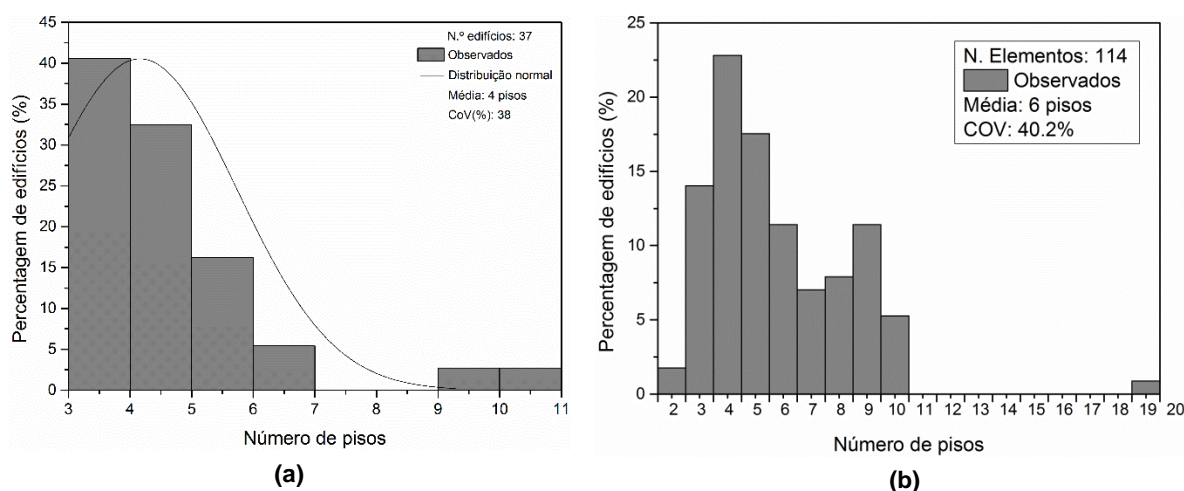


Fig. 4.20 – Distribuição do número de pisos por edifícios: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).

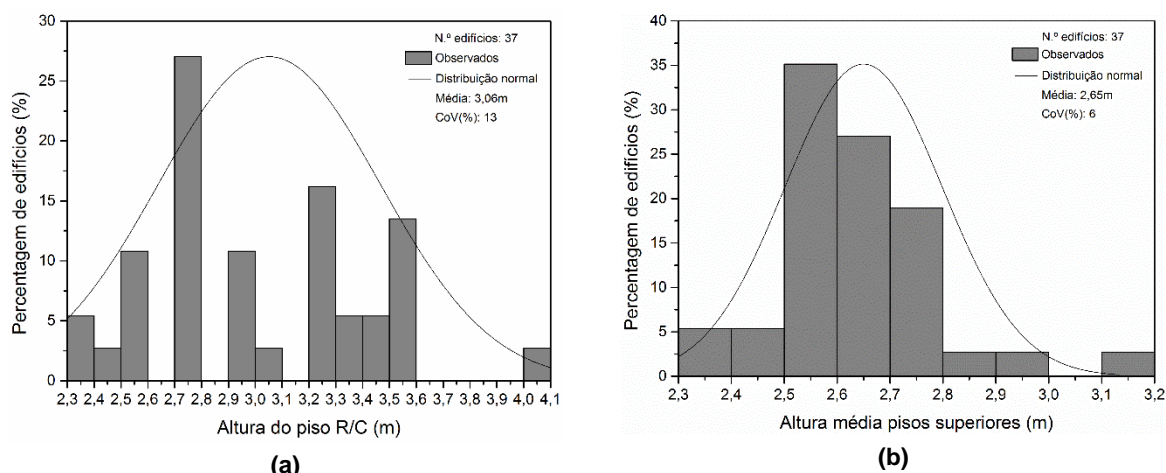


Fig. 4.21 – Distribuição da altura: (a) Piso R/C; (b) Média dos pisos superiores.

Comparando os valores das alturas dos pisos analisados, com os valores obtido pelas duas investigações anteriores (Fig. 4.22), nota-se que a média da altura do piso do rés-do-chão é bastante semelhante aos estudos anteriores, variando em 1cm, enquanto a altura dos pisos superiores é ligeiramente inferior, cerca de 8cm.

Com os valores da altura do piso do rés-do-chão e da altura média dos pisos superiores, fez-se o rácio destas duas características geométricas, para obter-se uma frequência da ocorrência de mecanismos piso flexível [53]. O histograma apresentado na Fig. 4.23, evidencia essa relação entre alturas, ou seja, a frequência de ocorrência de piso flexível. Averiguou-se que existem edifícios em que o rácio é menor que 1,0, ou seja, a altura do piso do rés-do-chão é inferior à média das alturas dos pisos superiores (quase 20% dos edifícios possuem o rácio inferior a 1,0). O rácio máximo entre a altura do

piso do rés-do-chão e dos pisos superiores é de 1,4, existindo cerca de 35% dos edifícios o rácio superior a 1,0 e aproximadamente 45% com rácio de 1,0. Esta relação possui um coeficiente de variação associado de 8%, estando assim os valores relativamente próximos uns dos outros, sendo o valor médio de 1,10. Na Fig. 4.24 apresenta-se a relação entre a altura do piso do R/C e a média das alturas dos pisos superiores, assim como a regressão linear que as relaciona. Pode-se observar que a correlação entre as duas variáveis é muito baixa ($R^2=0,047$).

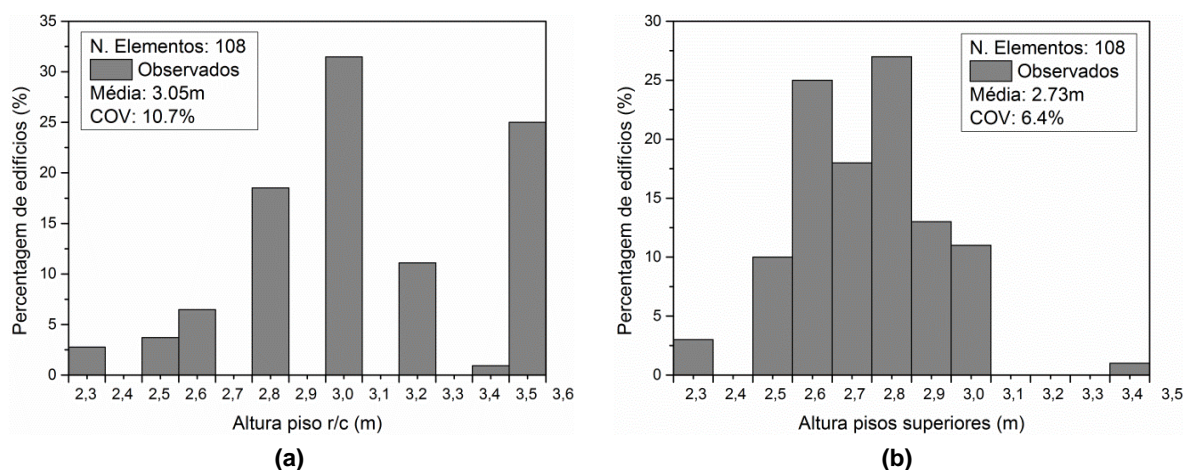


Fig. 4.22 – Altura: (a) Piso R/C, estudos anteriores (retirado de: [47]); (b) Média dos pisos superiores, estudos anteriores (retirado de: [47]).

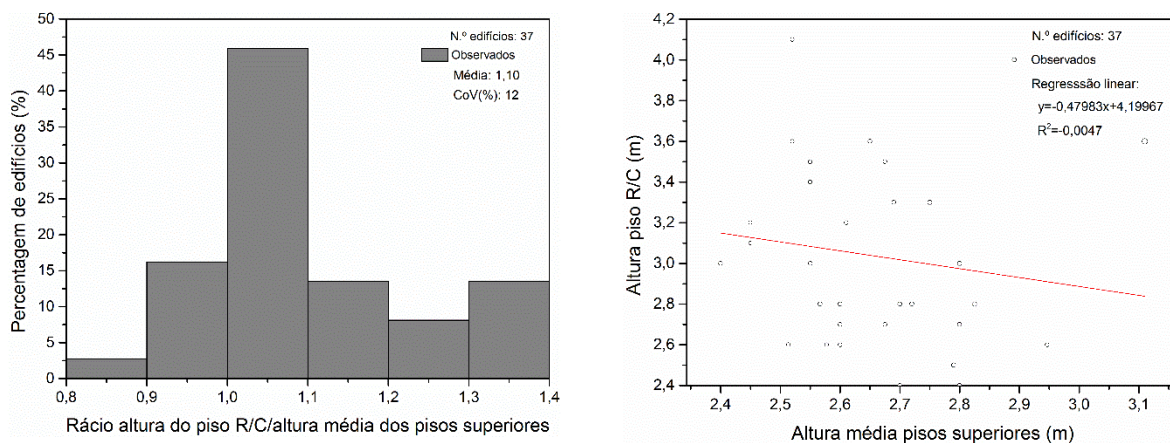


Fig. 4.23 – Rácio da altura do piso do rés-do-chão/altura média dos pisos superiores.

Fig. 4.24 – Relação entre altura do piso R/C e a média das alturas dos pisos superiores.

Como se identificou a ocorrência de alguns edifícios estudados com a área do piso do rés-do-chão inferior à área dos pisos superiores, estudou-se estas duas áreas separadamente. Quando a área do primeiro piso, ser superior à área do rés-do-chão e o seu limite sair do limite do rés-do-chão, chama-se overhang, como exemplificado na Fig. 4.25.



Fig. 4.25 – Exemplo de um edifício com overhang entre o primeiro piso e o rés-do-chão (retirado de: [53]).

A distribuição da área do rés do-chão, apresentada na Fig. 4.26 (a), mostra que a média da área do rés-do-chão é de $380,73\text{m}^2$, com um coeficiente de variação de 56%, pois há uma discrepância introduzida pela existência de cerca de 2,5% dos edifícios com áreas de entre os 1200m^2 e os 1400m^2 (usou-se uma distribuição normal). Na Fig. 4.26 (b), está representado o histograma da distribuição da área média dos pisos superiores, adaptado por uma distribuição normal, sendo o valor médio de $371,45\text{m}^2$, com um coeficiente de variação 33%, pois há alguma dispersão dos valores, não havendo edifícios com áreas entre os 600m^2 e 700m^2 , mas havendo com áreas entre os 700m^2 e os 800m^2 . Para os 37 edifícios, fez-se uma análise do crescimento da área dos pisos em altura, representado no histograma da Fig. 4.27. O valor médio do rácio da área do rés-do-chão e da área média dos pisos superiores é de 1,02, apresentando um coeficiente de variação de 39%. Há uma variação de valores desde 0,3 até 2,0, ou seja, há edifícios em que a área do rés-do-chão é 30% da área do primeiro piso e edifícios em que a área do rés-do-chão é o dobro da área dos pisos superiores.

Comparando os valores da área do piso tipo das investigações anteriores (Fig. 4.28) com os valores da área médias dos pisos superiores (Fig. 4.26 (b)), pois sabe-se que nunca consideraram o piso do rés-do-chão para esses estudos, nota-se que o valor médio das áreas dos edifícios açorianos estudados ($371,45\text{m}^2$) é superior à área média dos edifícios estudados em território continental ($324,3\text{m}^2$) em $47,15\text{m}^2$.

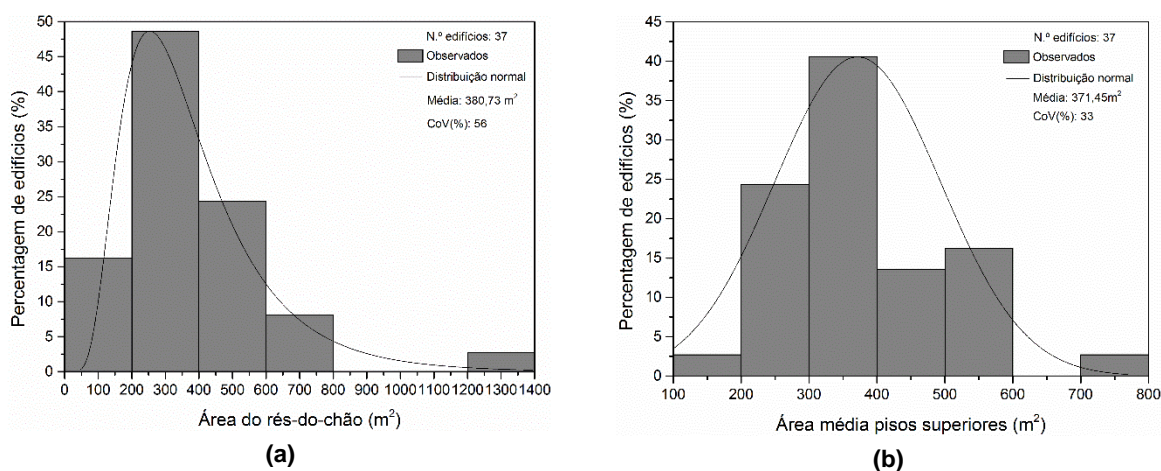


Fig. 4.26 – Área: (a) Em planta do piso R/C; (b) Média em planta dos pisos superiores.

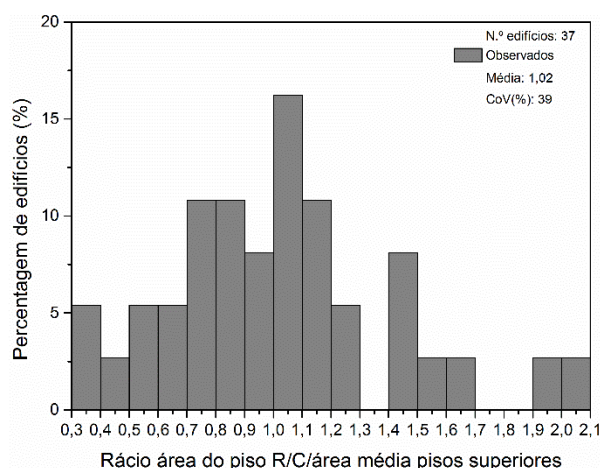


Fig. 4.27 - Rácio entre a área do piso do rés-do-chão e a área média dos pisos superiores.

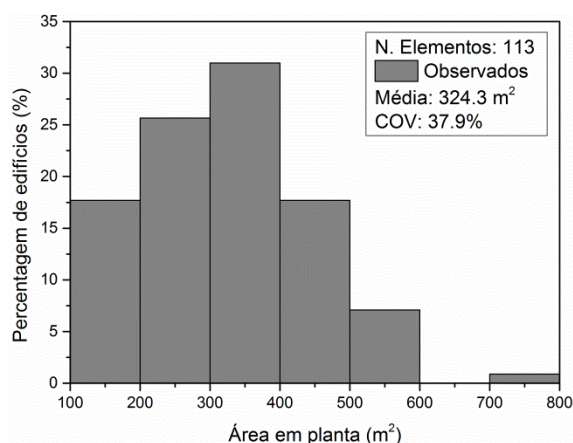


Fig. 4.28 – Área em planta do piso tipo dos estudos anteriores (retirado de: [47]).

4.4.1.1. Propriedades dos materiais de edifícios Açorianos

Fez-se uma tentativa de investigar os materiais presentes nos edifícios de betão armado com paredes de alvenaria de enchimento, recorrendo a uma análise dos projetos de estabilidade e das memórias descritivas. Como já foi referido, nem todos os projetos tinham todas estas informações, no entanto levou-se a cabo um estudo para os edifícios que possuíam os dados relativos às propriedades dos materiais.

4.4.1.1.1. Propriedades dos blocos de betão

Criou-se um registo, do tipo de blocos de betão utilizados na construção das paredes de alvenaria exteriores (Fig. 4.29). Apenas 12 dos 37 projetos possuíam esta informação. Como pode-se ver Fig. 4.29, com base nos projetos dos edifícios analisados, na ilha do Faial utilizam-se, na sua totalidade, apenas blocos de 27, para a construção de paredes exteriores, na ilha de São Miguel, por sua vez,

usam-se apenas blocos de 30 e finalmente na ilha Terceira valem-se de blocos de 27, 30 e 35, sendo a distribuição dos três tipos de blocos igual.

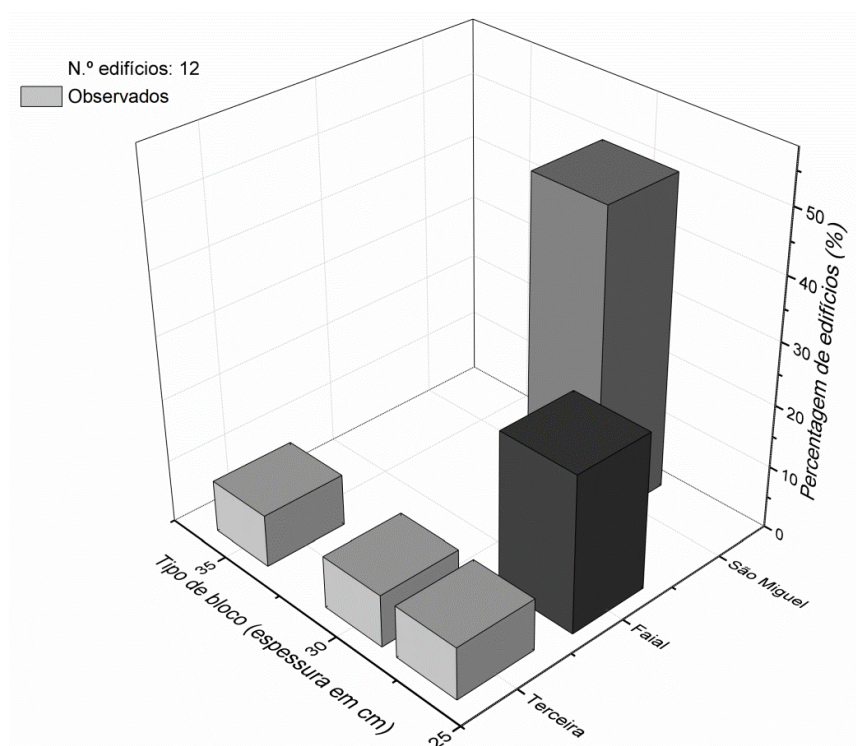


Fig. 4.29 - Distribuição dos tipos de blocos pelas ilhas dos Açores.

4.4.1.1.2. Propriedades do betão

Na Fig. 4.30 (a), pode-se ver que quase 50% dos edifícios estudados, foram construídos com betão do tipo C20/25, seguindo-se pelo betão C25/30 com cerca de 32,5% dos edifícios. Como já foi referido nem todos os projetos tinham todas as informações, por isso o número da amostra do estudo do tipo de betão utilizado tem apenas 35 edifícios. Na Fig. 4.30 (b) apresentam-se as tensões características à compressão, em cilindros de betão aos 28 dias de idade, sendo o valor médio da tensão característica de 22MPa e um coeficiente de distribuição de 11%.

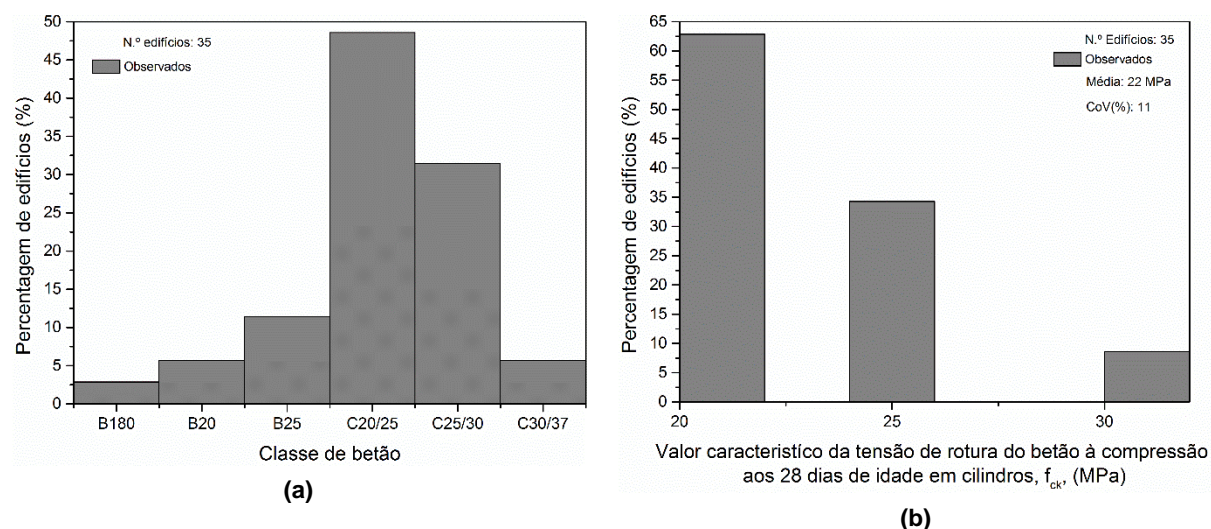


Fig. 4.30 - (a) Classe de betão; (b) Resistência característica, em cilindros, do betão, aos 28 dias de idade.

4.4.1.1.3. Propriedades do aço

A importância do estudo do aço no contexto desta análise, é que este apresenta uma característica comportamental essencial para o melhor desempenho sísmico das estruturas, que é a capacidade de após atingir a tensão de cedência, ainda ser capaz de sofrer grandes deformações sem perder a capacidade de carga [23].

O aço mais utilizado nos edifícios analisados é do tipo A400NR, usado em quase 69% dos edifícios, o aço A500NR é usado em aproximadamente 28% dos edifícios e o Aço A24 em 3% dos edifícios, como se pode ver na Fig. 4.31 (a). Na Fig. 4.31 (b) apresenta-se a distribuição da tensão de cedência do aço utilizado, sendo o valor médio do aço utilizado 400MPa e um coeficiente de variação de 10%.

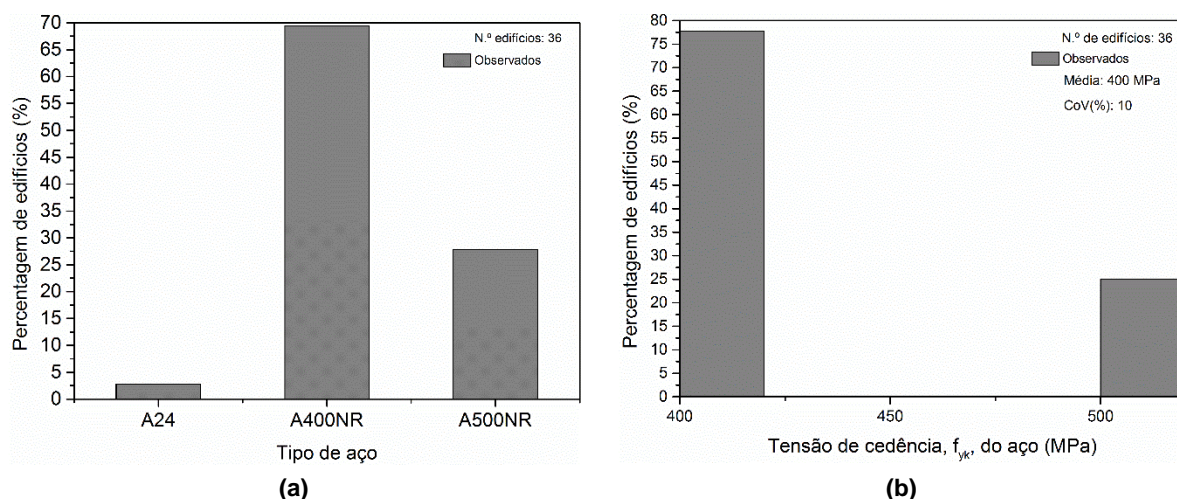


Fig. 4.31 - (a) Tipo de aço utilizado; (b) Tensão de cedência do aço presente nos edifícios.

4.4.2. CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

O dimensionamento dos elementos estruturais, depende da época em que foi feito o projeto, e do número de pisos por edifício. Observou-se, como seria de esperar, que os pilares e vigas dos pisos inferiores, possuíam maiores seções e percentagens de armadura do que os pisos superiores, e que estes dois parâmetros diminuam com o aumento da cota do edifício, apesar de haver algumas exceções em que as características dos pilares e vigas se mantinham iguais em toda a altura dos edifícios. A espessura das lajes e o tipo também foram registados, pois estes elementos contribuem para o peso próprio da estrutura.

4.4.2.1. Lajes

A maior parte dos edifícios açorianos observados possui lajes maciças como se pode ver na Fig. 4.32. Cerca de 45% dos edifícios estudados possuem lajes maciças de 20cm de espessura e 19% lajes aligeiradas de 25cm.

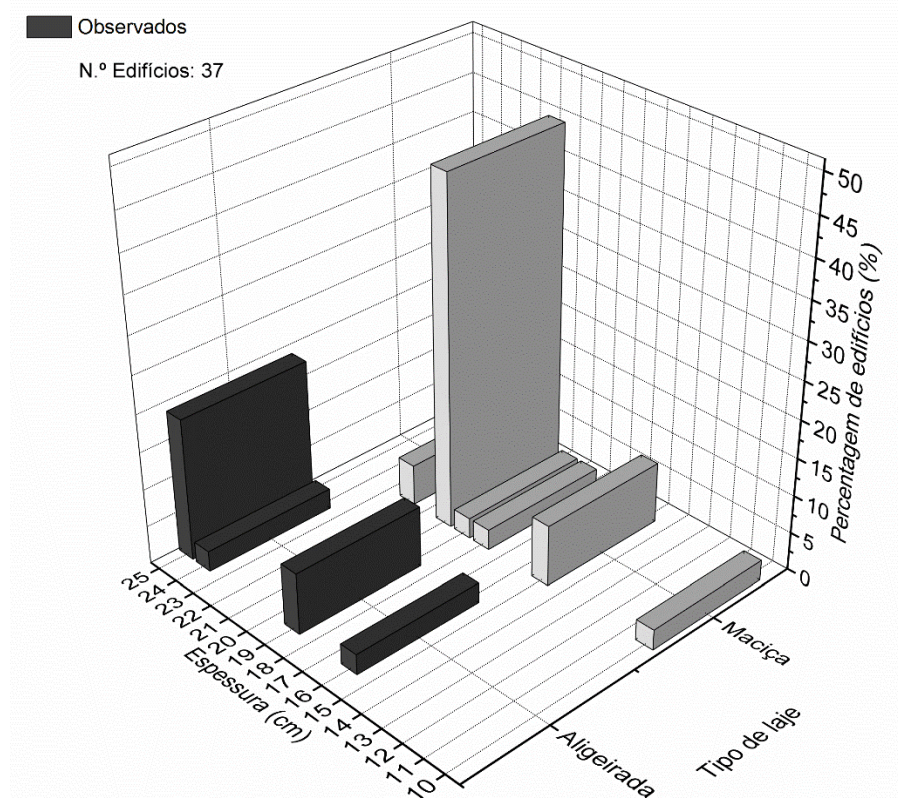


Fig. 4.32 – Distribuição da espessura das lajes por tipo de laje.

Dos edifícios observados (Fig. 4.33 (a)) 50% possuem altura de laje de 20cm, estando a distribuição normal adotada da altura das lajes, a variar entre os 10 e os 24cm. O valor médio da espessura da laje é de 20cm e o coeficiente de variação de 17%. O valor médio da altura da laje obtido nos estudos anteriores (Fig. 4.33 (b)) é de 25cm, com um coeficiente de variação de 23,9%, sendo a altura das lajes superior à observada nos edifícios açorianos. Ao fazer-se a análise dos edifícios notou-se que os

edifícios com lajes com menores alturas, eram mais antigos, enquanto os edifícios mais recentes apresentavam uma tendência a aumentar essa altura.

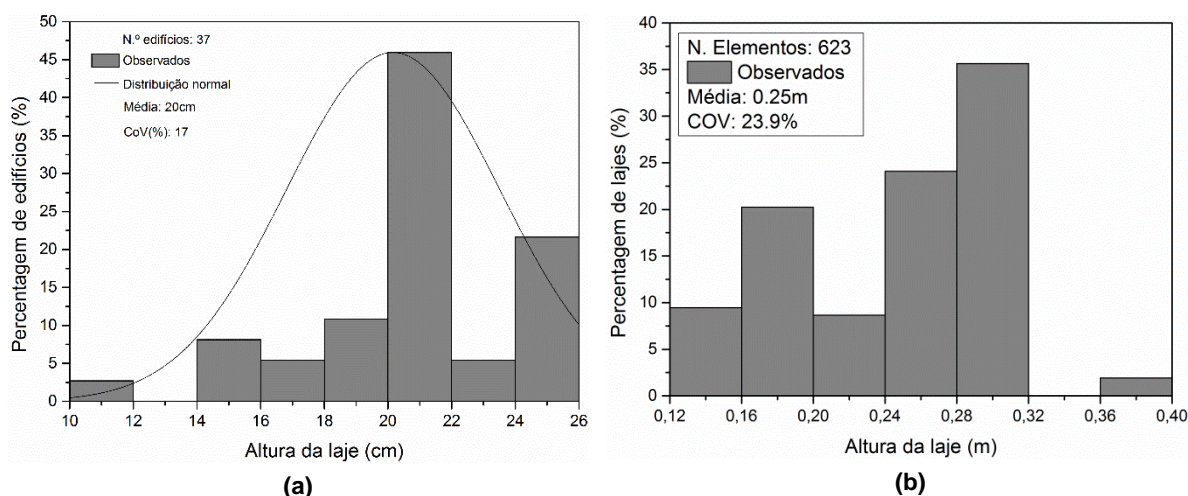


Fig. 4.33 – Altura da laje: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).

4.4.2.2. Pilares

A nível de pilares, recolheram-se informações referentes a todos os pilares das fachadas exteriores de edifícios, envolventes das paredes de alvenaria de enchimento.

No estudo dos pilares (Fig. 4.34 (a)) foram analisados dados como a profundidade, largura, quantidade de armadura longitudinal e transversal. A profundidade dos pilares, foi observado ser diretamente proporcional à altura do edifício, devido ao aumento do peso próprio da estrutura, que provoca o aumento da carga axial nos pilares. O valor médio da profundidade dos pilares é de 0,39m com um coeficiente de variação de 40% (distribuição lognormal). Em relação aos dados obtidos nas investigações feitas em 2014 e 2015 (Fig. 4.34 (b)) o valor médio da profundidade dos pilares era de 0,38m, com um coeficiente de variação de 21,4%. O valor da profundidade dos pilares dos edifícios açorianos, é portanto, superior 0,01m.

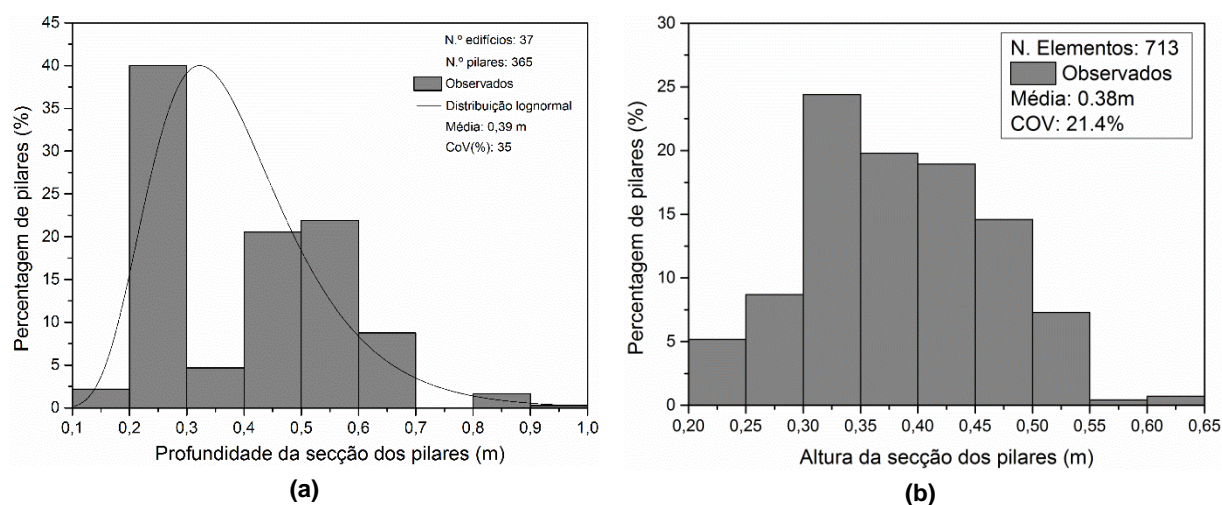


Fig. 4.34 – Profundidade da secção dos pilares: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).

A largura média, observada nos pilares recolhidos dos 37 edifícios, é 0,29m e o coeficiente de variação é 37%, como se pode ver na Fig. 4.35 (a), adotando-se uma distribuição lognormal. Comparando com os resultados obtidos nos estudos anteriores, Fig. 4.35 (b), a largura média é 0,01m superior no caso dos edifícios açorianos. A média da largura dos pilares nos edifícios do continente, observados, é 0,28 m e o coeficiente de variação 23%.

Tanto a nível da profundidade da largura dos pilares a nível Açores é visível que os valores médios são superiores aos valores de pilares dos edifícios distribuídos ao longo de Portugal Continental e podem atingir valores inferiores e bastante superiores (1,4m de profundidade e 1,0m de largura). A inclusão de pilares mais fracos que a média, e bastante mais fortes, levam ao aumento do coeficiente de variação do estudo das dimensões da secção dos pilares a nível Açores.

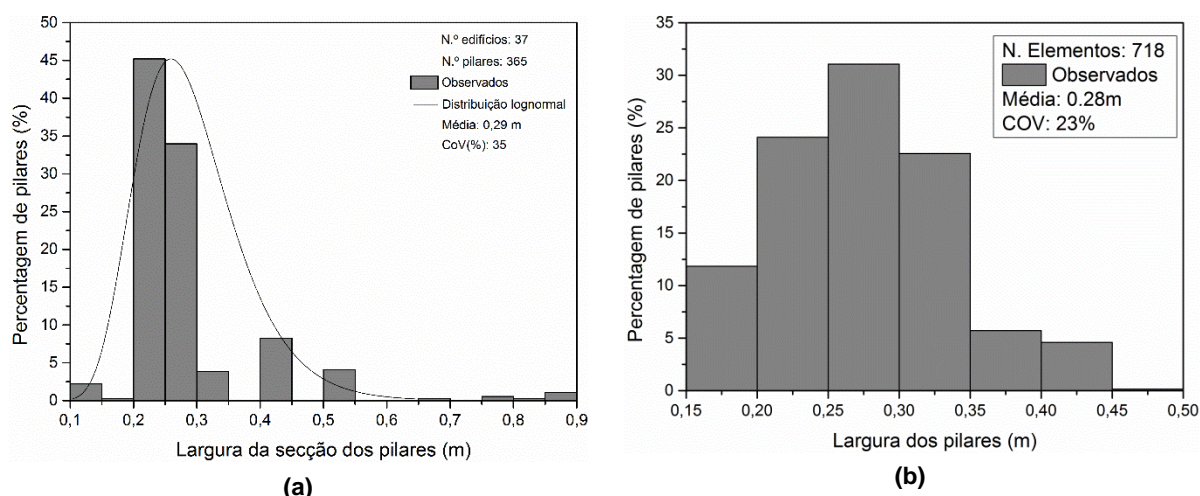


Fig. 4.35 – Largura da secção dos pilares: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).

Na Fig. 4.36 (a), está representada a distribuição da percentagem de armadura longitudinal pelos 369 pilares estudados. A percentagem de armadura varia de 0% a 4%, e tem um valor médio de 1,65% e um coeficiente de variação de 52% (distribuição normal). Já nos estudos anteriores, obteve-se o histograma apresentado na Fig. 4.36 (b), há uma variação de valores desde os 0% até os 1,5% de percentagem de armadura nos pilares (coeficiente de variação de 38,9%) e um valor médio de 0,68%, sendo bastante inferior aos valores obtidos nos Açores, apesar dos edifícios serem mais baixos, e alguns com áreas superiores aos anteriormente estudados.

Esta discrepância pode-se justificar pelo facto dos edifícios no presente estudo serem localizados em zonas de elevada sismicidade, e em que os edifícios são dimensionados para resistir às ações sísmicas, enquanto nos estudos anteriores são incluídos edifícios de diferentes zonas como por exemplo Lisboa, inserida numa zona de elevada atividade sísmica, e Porto, com uma suscetibilidade à atividade sísmica baixa. Também como os edifícios do presente estudo são mais recentes, no seu dimensionamento para além do efeito da ação sísmica já entraram outros fatores impostos pelo Regulamento de Segurança e Ações (RSA) [7].

Esta diferença justifica tanto os valores das armaduras longitudinais como as transversais presentes nos pilares dos edifícios estudados no presente trabalho. Assim as armaduras transversais presentes, como se pode ver Fig. 4.37, são de uma elevada diversidade, mas com maiores percentagens de armadura face à armadura transversal presente nos edifícios estudados nos estudos anteriores (Fig. 4.38 (a) e (b)).

Na Fig. 4.37 pode-se ver que a maioria dos prédios tem estribos compostos por varões 8 mm espaçados a 0,20m ($\rho_s=2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$) e varões de 6 mm espaçados a 0,15m ($\rho_s=1,88\text{cm}^2/\text{m}$). Relativamente a ambos os estudos já realizados, as armaduras transversais predominantes eram constituídas por varões de 6 mm espaçados a 0,15m ($\rho_s=1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$). Analisando os gráficos das Fig. 4.37 e Fig. 4.38, verifica-se que armadura transversal é maior no caso dos edifícios açorianos.

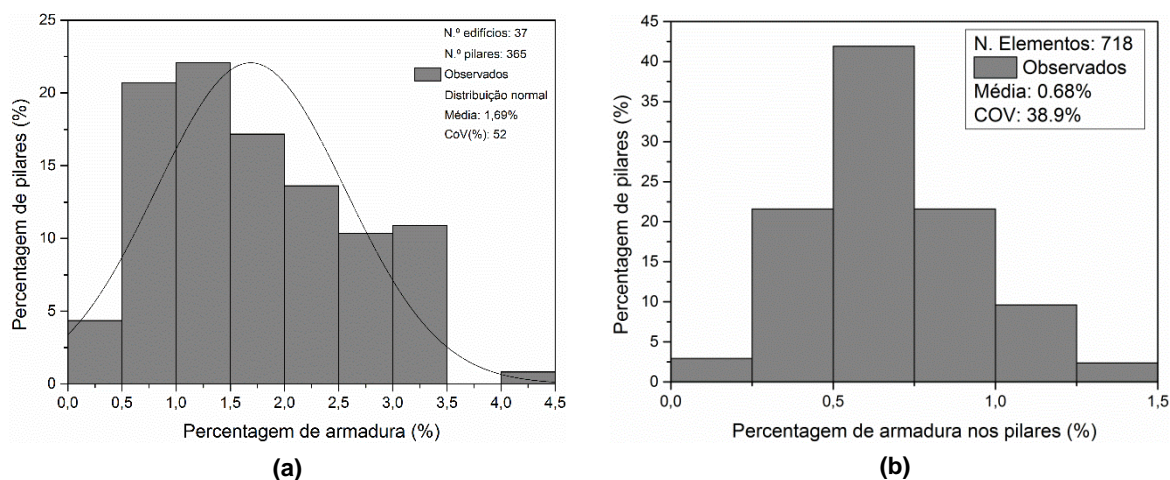


Fig. 4.36 – Percentagem de armadura dos pilares: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores [47].

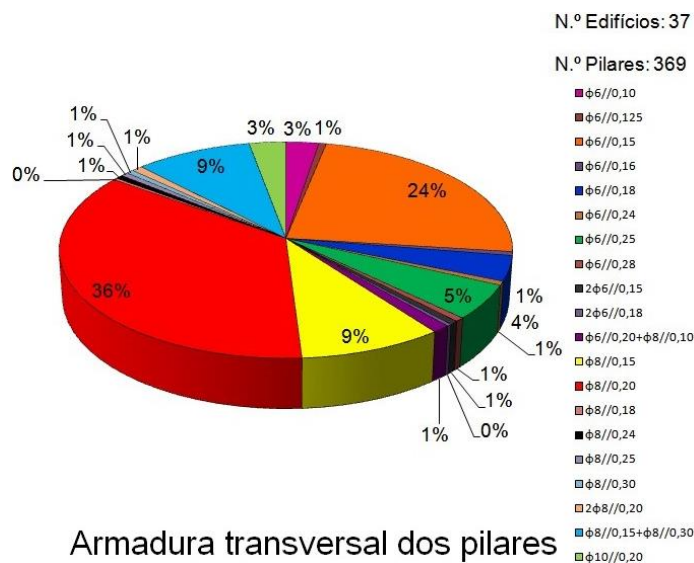


Fig. 4.37 – Percentagem de reforço transversal dos pilares (estribos).

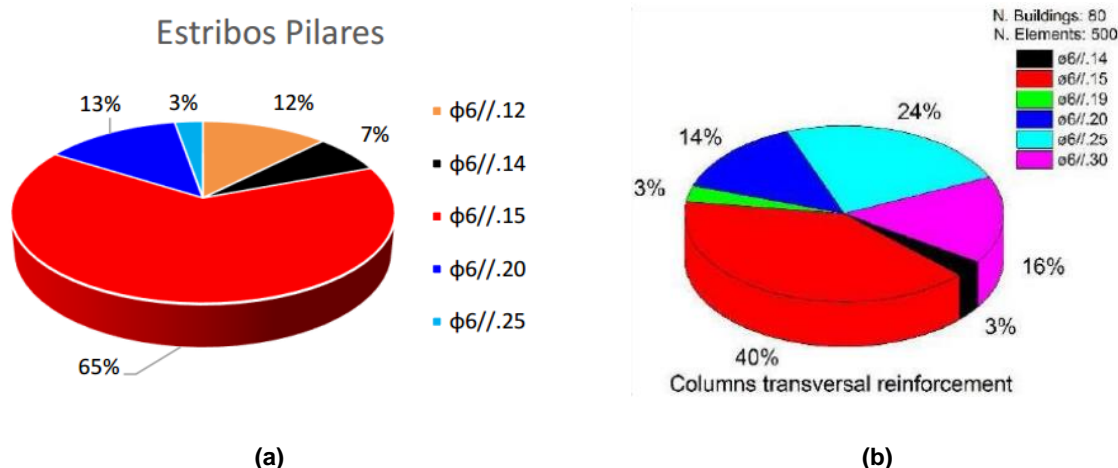


Fig. 4.38 – Percentagem de reforço transversal dos pilares: (a) Estudo de 2015 (retirado de: [1]); (b) Estudo de 2014 (retirado de: [47]).

4.4.2.3. Vigas

A investigação das propriedades das vigas abrangeu a altura, a largura, o comprimento e a percentagem de armadura existente. Como já foi referido, para cada edifício, dos seus elementos exteriores, apenas se teve em conta os elementos que contribuíam para a resistência às cargas horizontais e envolviam de paredes de alvenaria confinada.

A altura do edifício, ou disposições regulamentares, afetam o dimensionamento da altura da secção das vigas. Por outro lado a largura é normalmente dimensionada de acordo com a espessura das paredes e o comprimento das vigas é, geralmente, influenciado por requisitos arquitetónicos [53, 54].

A altura das vigas estudadas, possui uma distribuição sugerida do tipo normal, representada na Fig. 4.39 (a), e possui um valor médio de 0,45m, com coeficiente de variação de 25%. É visível a discrepância de valores obtidos havendo uma variação elevada da altura das vigas podendo atingir até 1,10m. Quase 50% dos edifícios estudados possuem vigas com altura entre os 0,40 e 0,50m. No caso dos resultados obtidos pelos estudos anteriores (Fig. 4.39 (b)) a discrepância de valores não é tão grande, havendo vigas com no máximo alturas de 0,60m de altura. A maioria das vigas (aproximadamente 23%) possui uma altura entre os 0,40 e os 0,45m. O valor médio é de 0,43m e o coeficiente de variação 22%, sendo valores inferiores aos obtidos para os edifícios do presente estudo, pois como já foi referido apesar dos edifícios aqui estudados não terem alturas tão elevadas, estão todos inseridos em zonas de elevada sismicidade, alguns deles apresentam maiores áreas em planta e em média são mais recentes que os estudados anteriormente.

Comparando a altura das vigas com a distribuição do número de pisos (Fig. 4.20 (a)) a distribuição da área do rés-do chão (Fig. 4.26 (a)) e a distribuição da área média dos pisos superiores (Fig. 4.27) é possível ver que existe uma relação entre estas grandezas. Quanto maior o número de pisos de um edifício e a sua área em planta, maior a altura das vigas.

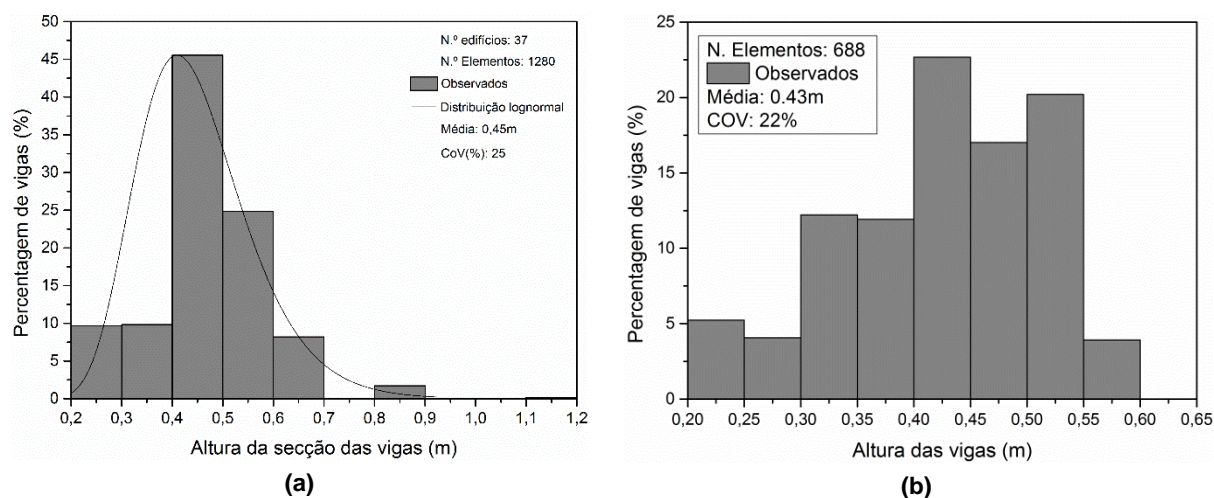


Fig. 4.39 - Altura da secção das vigas: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [2, 47]).

O histograma de distribuição da largura das vigas, representado na Fig. 4.40, mostra que o valor médio da largura da secção das vigas é de 0,27m e o coeficiente de variação de 15% (distribuição do tipo lognormal). Este valor médio, comparado com as espessuras dos blocos utilizados, apresentados na Fig. 4.29, justifica em parte o princípio de que a largura das vigas é afetada pela espessura das paredes, pois 25% dos edifícios têm blocos de 27cm. Apesar de a maioria ser blocos de 30cm, é de chamar a atenção que o estudo dos blocos foi feito apenas para 12 edifícios. Relativamente aos dados obtidos nos estudos anteriores, o valor médio da largura das vigas é de 0,29m e o coeficiente de variação é 22,4%. Assim a média da largura nos edifícios estudados no continente é 2cm maior que a largura das vigas dos edifícios açorianos estudados.

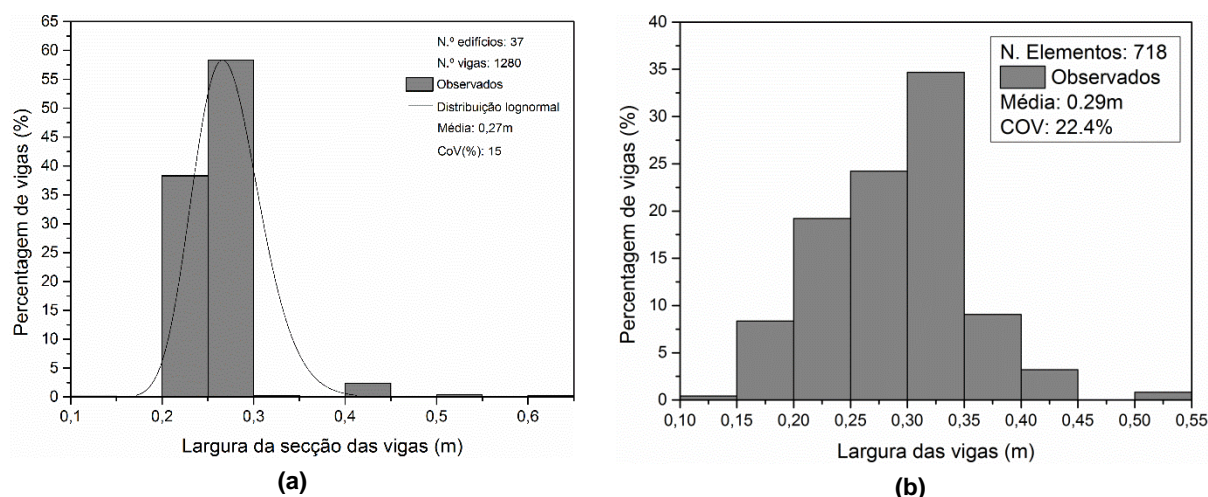


Fig. 4.40 - Largura das vigas: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [2, 47]).

Em 1280 vigas estudadas, cerca de 35% possuem comprimentos entre os 3,0m e os 4,0m (Fig. 4.41), sendo a média do comprimento 3,81m (distribuição normal) e o coeficiente de variação de 35%, pois a maioria dos comprimentos das vigas está distribuído entre os 0,5m e os 8,0m havendo apenas uma pequena percentagem de elementos com comprimentos inferiores a 1,0m e superiores a 7,0m.

Comparando com os valores obtidos para os pórticos de vãos com alvenaria confinada (Fig. 4.47 (a)) e com alvenaria confinada com aberturas (Fig. 4.48 (a)), pode-se ver que são semelhantes, pois as vigas estudadas fazem parte desses pórticos.

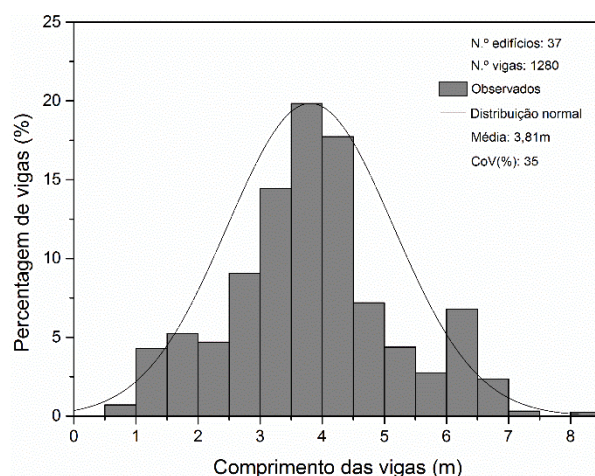
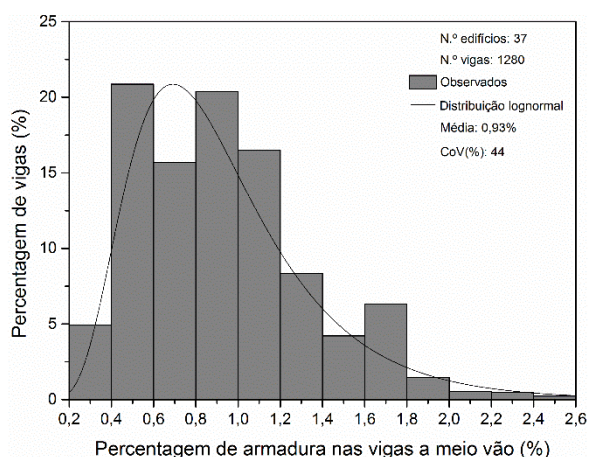


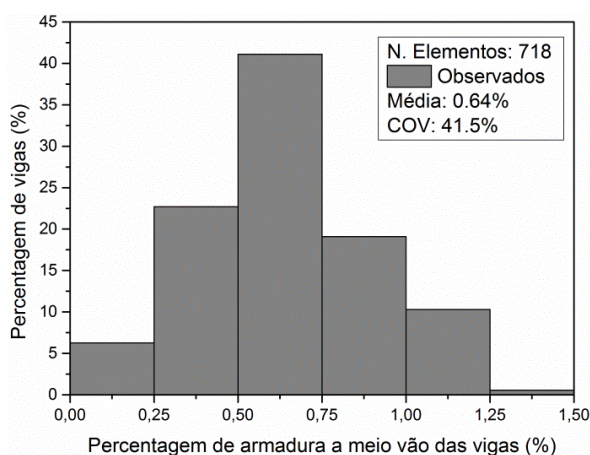
Fig. 4.41 - Comprimento das vigas.

A distribuição da percentagem de armadura (Fig. 4.42 (a)) a meio vão das vigas, dos prédios em estudo, varia entre os 0,2% e os 2,4%. Sugere-se o uso de uma distribuição lognormal com um valor médio de 0,93% e o coeficiente de variação de 44%, valores superiores comparando com os valores dos estudos feitos para edifícios de Portugal continental (Fig. 4.42 (b)) nos quais o valor médio da percentagem de armadura a meio vão é de 0,64% e o coeficiente de variação é 41,5%. O valor médio da percentagem de armadura obtido neste estudo é justificado pelo elevado comprimento que as vigas podem atingir, pois quanto maiores as vigas maiores os esforços que terão que suportar.

A necessidade do conhecimento das armaduras e seções das vigas e dos pilares tem a ver com o facto de que para maximizar o comportamento da estrutura quando sujeita a ação sísmica, deve-se dimensionar, de modo a que se formem o máximo de rótulas plásticas sem transformar a estrutura num mecanismo. Como os momentos máximos, devidos à ação sísmica, ocorrem na zona junto aos nós, nas vigas correntes as rótulas tendem a formar-se nesses pontos [23]. Assim devem dimensionar-se os pilares e as vigas para que esses momentos máximos sejam resistidos pelas vigas, tornando-as mais dúcteis usando armadura de tração e compressão adequada e estribos.



(a)



(b)

Fig. 4.42 - Percentagem de armadura longitudinal a meio vão: (a) Estudo atual; (b) Estudo anteriores (retirado: [47]).

Em relação à percentagem de armadura longitudinal existente nos apoios, esquerdo e direito, o valor médio é igual, 1,06% (sugerindo-se o uso de distribuições do tipo lognormal). Para a distribuição da percentagem de armadura existente no apoio esquerdo, Fig. 4.43 (a) é de 43% e o coeficiente de variação para o lado direito (Fig. 4.43 (b)) é de 42%, justificando-se esta diferença, com uma diferença mínima entre a distribuição dos valores obtidos para a esquerda e direita. Como já se referiu, os edifícios aqui estudados são mais recentes que os edifícios alvos de estudo no continente, logo tiveram que ter em conta os regulamentos normativos com maiores exigências a nível de dimensionamento dos elementos estruturais.

Os estribos também desempenham uma função importante de resistência da viga às forças, principalmente ao esforço transversal, e como tal procedeu-se a uma análise da armadura transversal presente nestes elementos, como se pode ver na Fig. 4.44. A distribuição da armadura transversal das vigas é bastante variada, sendo a maioria dos estribos utilizados compostos por varões de 8 mm espaçados a 0,15 m ($\rho_s=3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$). Fez-se uma comparação dos dados com o estudo anterior levado a cabo por Borges [47] (Fig. 4.45) onde se pode ver que a maioria dos estribos, identificados no seu estudo, são de varões de 6 mm espaçados a 0,15m ($\rho_s=1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$). Pode-se concluir que a densidade de armaduras transversais utilizadas nos edifícios açorianos, são superiores às dos edifícios estudados no passado.

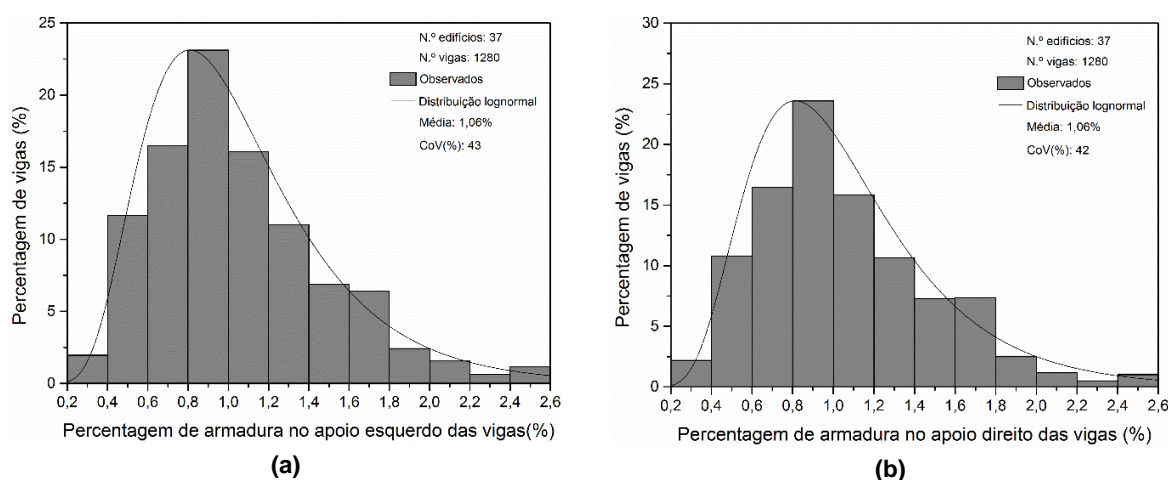


Fig. 4.43 - Armadura longitudinal: (a) no apoio esquerdo das vigas; (b) no apoio direito das vigas.

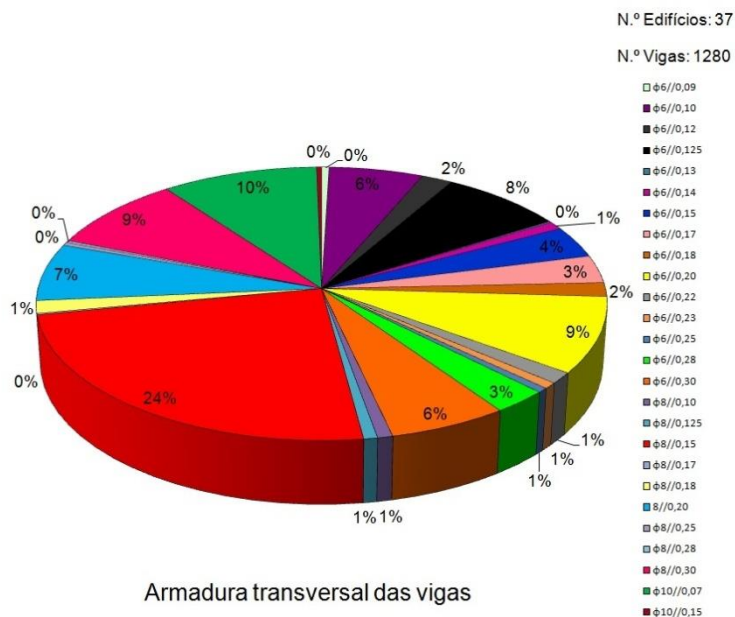


Fig. 4.44 – Percentagem de reforço transversal das vigas (estribos).

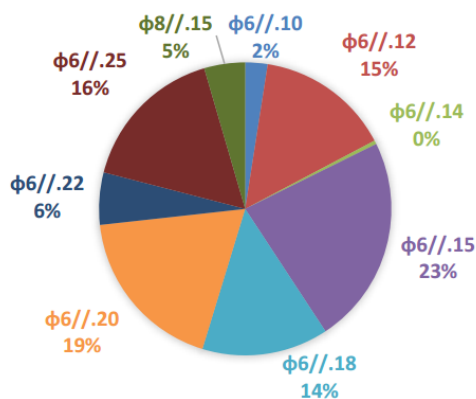


Fig. 4.45 – Percentagem de reforço transversal das vigas do estudo anterior de 2015 (retirado de: [47]).

4.4.3. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

Neste estudo identificaram-se algumas das tipologias de paredes de alvenaria de enchimento, exteriores, mais comuns em edifícios existentes. A informação foi retirada de uma amostra de 37 edifícios, tentando que fossem de diferentes projetistas e ilhas de modo a obter-se uma amostra mais geral e variada. Assim e de cada edifício, retiraram-se dados referentes a todas as paredes confinadas existentes, sendo estes: os vãos, as tipologias das paredes, as dimensões das aberturas, as distâncias entre os pisos inferior e superior e as aberturas, a distância dos pilares às aberturas, a distância entre aberturas, e alguns rácios que mostrem a influência da presença de aberturas, nas paredes.

Para dar início ao estudo deste subcapítulo, apresentam-se os resultados obtidos para o estudo dos vãos. Efetuou-se uma divisão dos pórticos em três tipos: vãos de pórticos com alvenaria (confinada e não confinada), vãos de pórticos com alvenaria confinada e vãos de pórticos com alvenaria confinada com aberturas. Assim começa-se por apresentar o histograma de distribuição do comprimento dos

vãos (vão médio por fachada) dos pórticos de alvenaria (Fig. 4.46 (a)) incorporando alvenaria confinada e não confinada (ajustados a uma distribuição normal). Esta figura mostra que em 3289 pórticos, o valor médio do vão do pórtico é de 3,74 m e o coeficiente de variação 25%, valor que se deve à dispersão do comprimento dos vãos. O valor médio do vão obtidos nos estudos precedentes (Fig. 4.46 (b)) é de 4,43 m (com um coeficiente de variação de 26,3%), sendo superior ao valor médio do presente estudo.

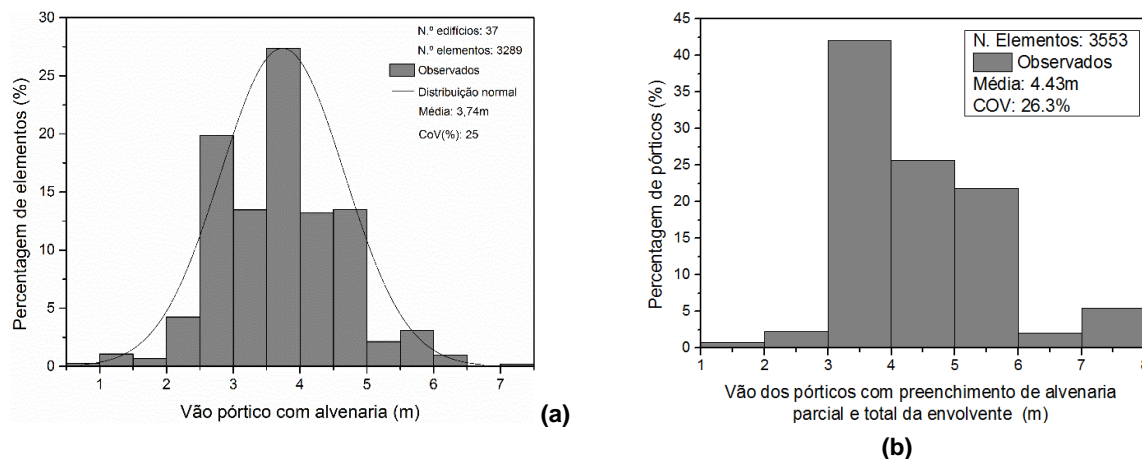


Fig. 4.46 - Vão de pórticos com alvenaria (confinada e não confinada): (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).

Em relação à distribuição do vão dos pórticos com alvenaria confinada, apresentada na Fig. 4.47 (a), o valor do vão médio é de 3,41m (0,33m inferior ao vão médio dos pórticos com alvenaria) e o coeficiente de variação é de 38%. Os valores variam de 0,0 a 8,0m, segundo uma distribuição do tipo normal. O valor médio do vão, dos estudos precedentes do presente (Fig. 4.47 (b)), é de 4,24m. Note-se que a distribuição de valores do vão de pórticos com alvenaria (confinada e não confinada), apresentados na Fig. 4.46 (a), atingem no máximo 7,0m, sendo inferior a ambas as distribuições de vão de pórticos com alvenaria confinada (Fig. 4.47 (a)) e vão de pórticos com alvenaria confinada com aberturas (Fig. 4.48 (a)) que atingem um vão máximo de 8,0m; isto acontece, pois, o vão de pórtico com alvenaria (confinada e não confinada) é um valor médio obtido pela média dos vãos de cada fachada exterior.

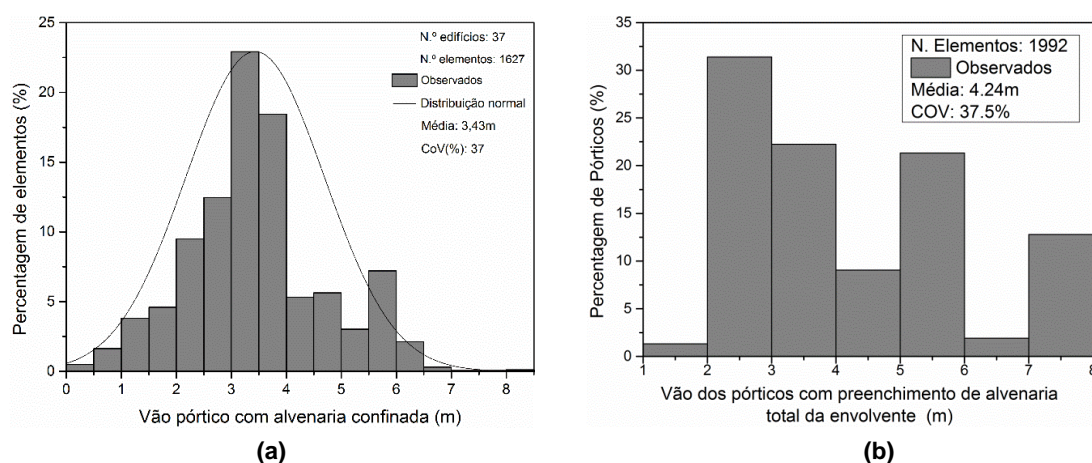


Fig. 4.47 - Vão de pórticos com alvenaria confinada: (a) Estudo atual; (b) Estudo anterior (retirado de: [47]).

O vão médio dos pórticos de alvenaria confinada com aberturas tem um valor de 3,60m, conforme se mostra no histograma da Fig. 4.48 (a), encaixado numa distribuição do tipo lognormal, e o coeficiente de variação de 32%. Novamente o valor médio do vão, obtido em estudos anteriores superior, e de 4,08m.

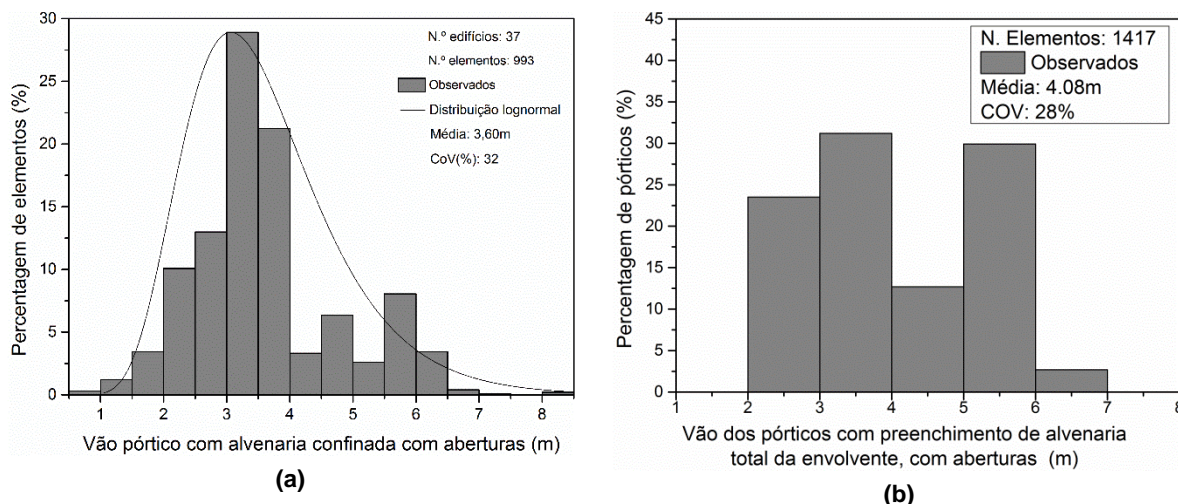
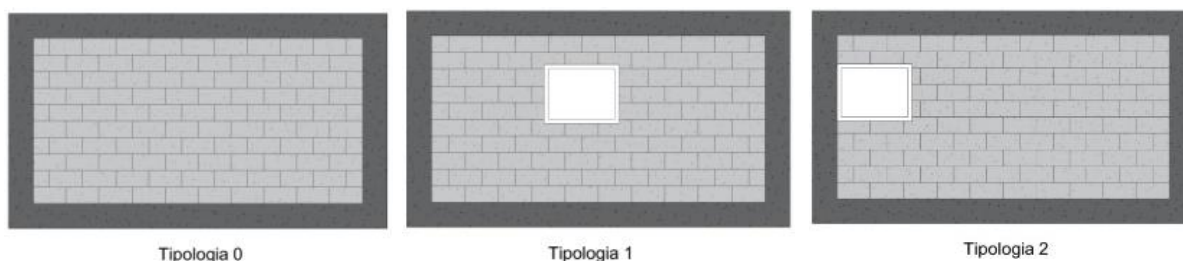
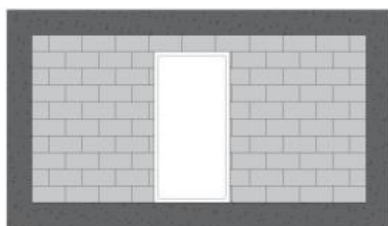


Fig. 4.48 - Vão de pórticos com alvenaria confinada com aberturas: (a) Estudo atual; (b) Estudo anterior (retirado de: [47]).

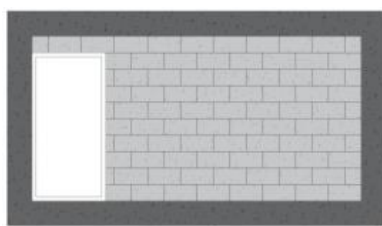
Assim e após a análise dos três tipos de vãos, analisados nos edifícios presentes nas ilhas do Faial, São Miguel e Terceira, observou-se que cerca de 50% das fachadas dos edifícios são constituídas por pórticos de alvenaria confinada. O valor médio do vão varia conforme o tipo de parede dos pórticos, sendo mais alto quando se tratam de pórticos com alvenaria, e inferior quando são pórticos com alvenaria confinada (com e sem aberturas). O facto do valor médio do vão no caso de pórticos com alvenaria confinada com aberturas ser superior ao valor médio destes com alvenaria confinada é negativo pois a presença de aberturas e o maior vão podem provocar mecanismos como por exemplo, pilar curto e piso móvel e efeito de escora, que se agravam com o aumento do vão do pórtico.

Foram observadas 1627 paredes de enchimento, pertencentes às fachadas dos prédios, das quais foi possível identificar 37 tipologias diferentes de acordo com a existência, geometria e disposição de aberturas (janelas e/ou portas), como ilustrado na Fig. 4.49. As primeiras vinte tipologias apresentadas foram identificadas nos estudos anteriores conduzidos para edifícios de Portugal continental [2, 47].

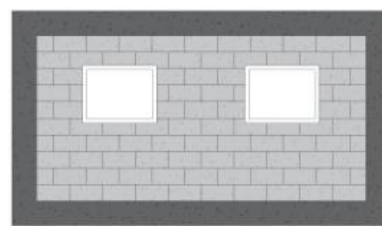




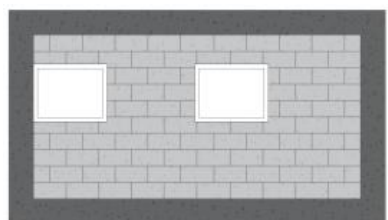
Tipologia 3



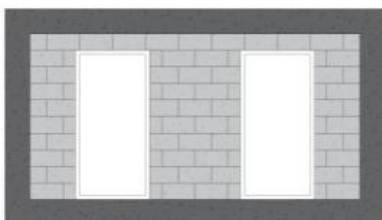
Tipologia 4



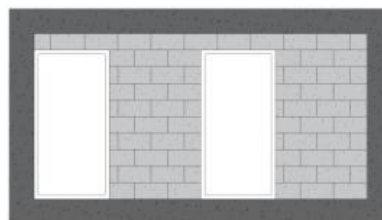
Tipologia 5



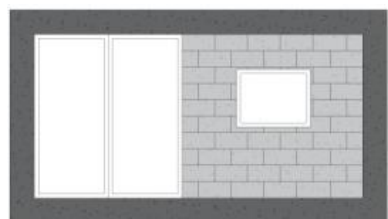
Tipologia 6



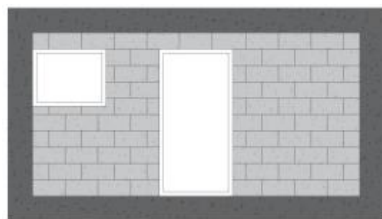
Tipologia 7



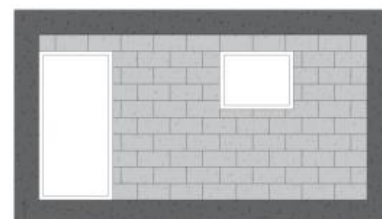
Tipologia 8



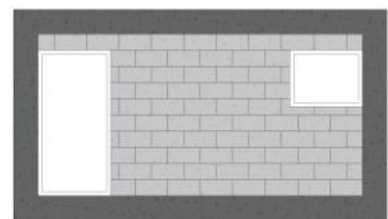
Tipologia 9



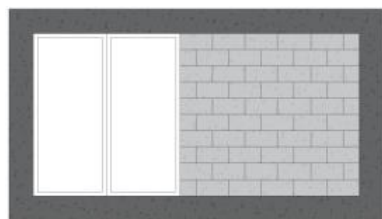
Tipologia 10



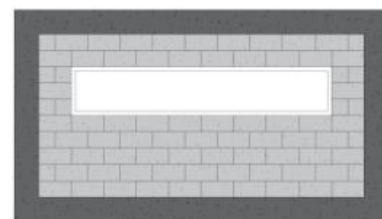
Tipologia 11



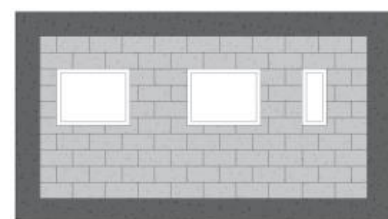
Tipologia 12



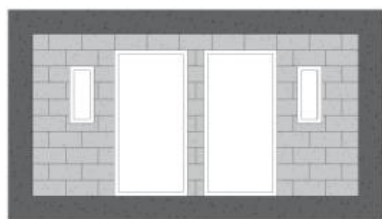
Tipologia 13



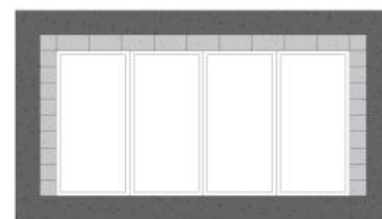
Tipologia 14



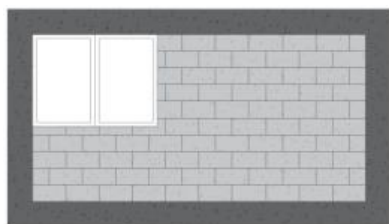
Tipologia 15



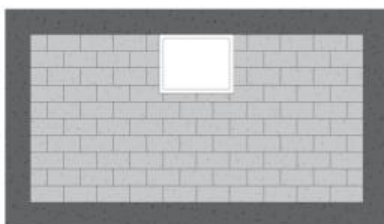
Tipologia 16



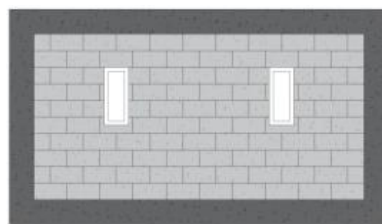
Tipologia 17



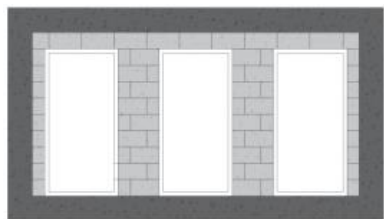
Tipologia 18



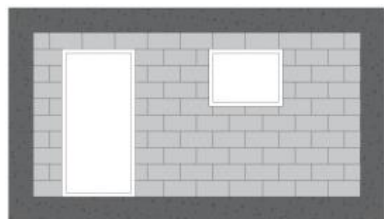
Tipologia 19



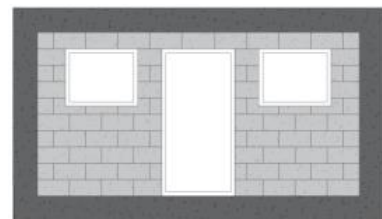
Tipologia 20



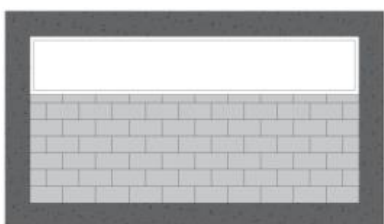
Tipologia 21



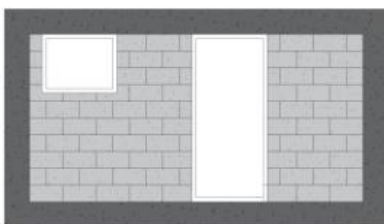
Tipologia 22



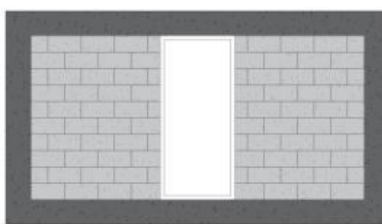
Tipologia 23



Tipologia 24



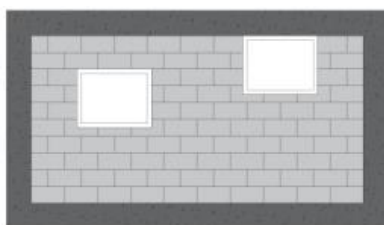
Tipologia 25



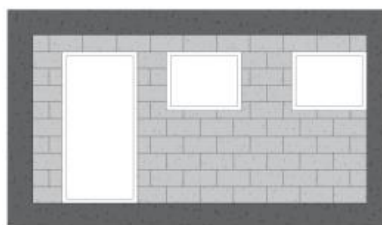
Tipologia 26



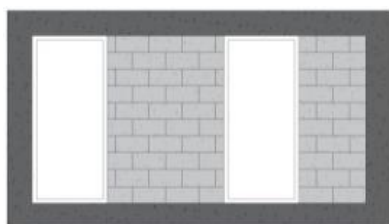
Tipologia 27



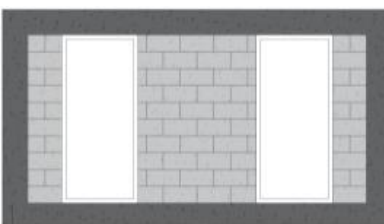
Tipologia 28



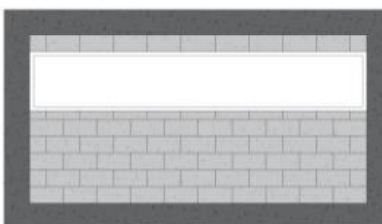
Tipologia 29



Tipologia 30



Tipologia 31



Tipologia 32

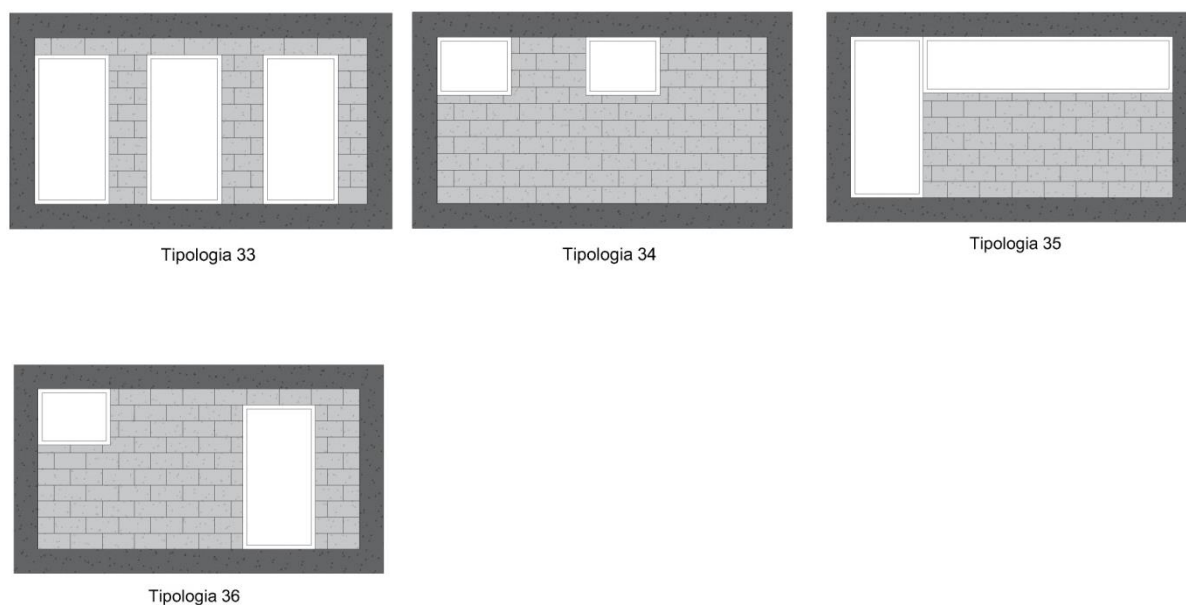


Fig. 4.49 - Tipologias identificadas nos edifícios estudados na presente investigação e em estudos anteriores [1, 47].

A análise levada a cabo neste estudo, permitiu identificar um conjunto de novas 16 tipologias como mostra a Fig. 4.49. A Fig. 4.50 mostra a distribuição das tipologias de paredes encontradas, em 1627 paredes de alvenaria confinada, estudadas. Pode-se ver que a tipologia predominante, é a 0, existente em cerca de 38% das paredes, seguindo-se pela tipologia 1, existente em 16% dos elementos. A preponderância das paredes de tipologia 0 acontece, pois muitas vezes nas zonas de casa de banho não há qualquer tipo de aberturas apenas ventilação e as paredes de separação de edifícios são, regra geral, desta tipologia, e como uma grande parte dos prédios em estudo são prédios em banda, justifica-se o valor tão elevado. Neste estudo não se identificaram paredes das tipologias 9, 10, 15, 16 e 20.

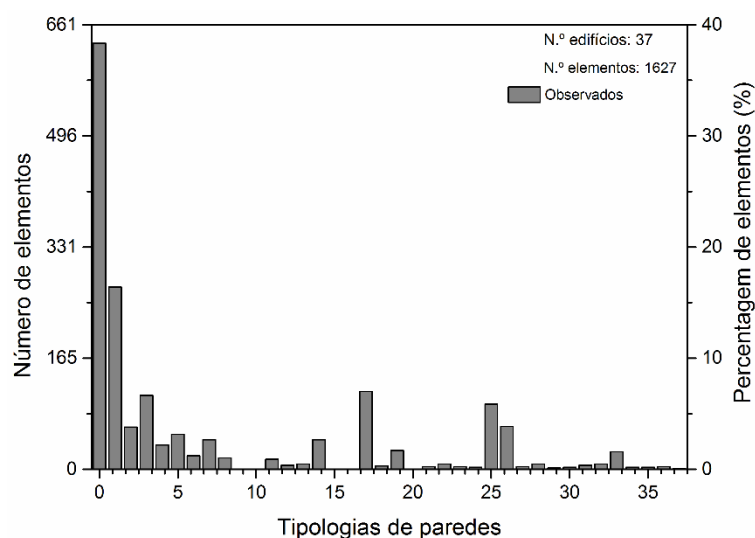


Fig. 4.50 – Tipologias de paredes de enchimento identificadas.

O analisarem-se os gráficos das distribuições de tipologias de estudos precedentes (Fig. 4.51 (a) e (b)), em relação a Portugal continental, verifica-se que no caso do estudo de Borges [47], a maioria das paredes identificadas, possuem tipologias do tipo 0 e do tipo 2, enquanto no estudo de Furtado et. Al [1] a distribuição das tipologias é mais uniforme do que o presente estudo e o de Borges [47], sendo a maior parte das tipologias identificadas do tipo 2, 4, 0 e 1.

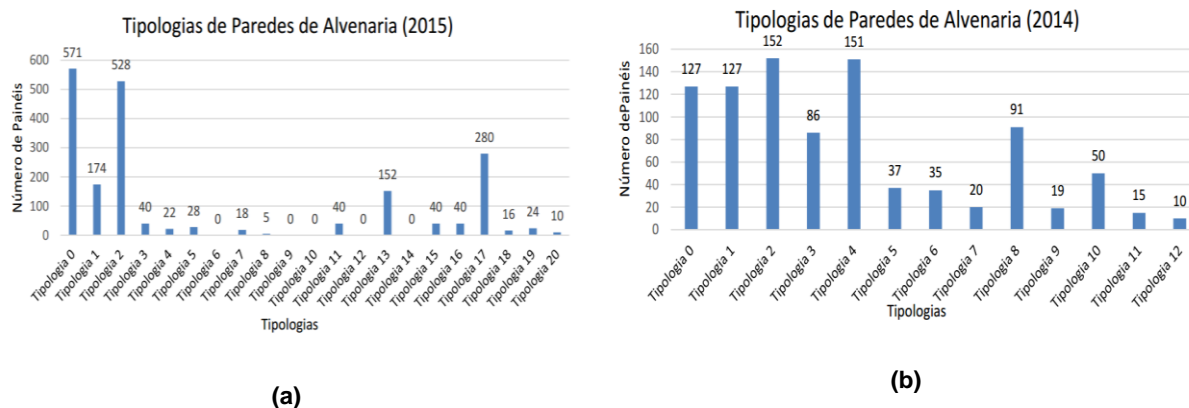


Fig. 4.51 - Tipologias de paredes (a) Estudo de Borges (retirado de: [47]); (b) Estudo de Furtado et. Al (retirado de: [47]).

Os valores da distância entre a laje do piso inferior e a abertura, apresentados na Fig. 4.52 (a), variam entre 0,0 a 2,2m, sendo ajustados a uma distribuição do tipo lognormal, com valor médio de 0,52m e um coeficiente de variação de 115%. Esta elevada discrepância de valores, e elevada percentagem de elementos (cerca de 50%) com distâncias entre os 0,0 e 0,2m deve-se ao facto de existirem muitas portas, logo a distância é 0,0m (tipologia 3 por exemplo), estando assim os valores obtidos de acordo com as quantidades e tipologias identificadas (Fig. 4.50).

Relativamente aos estudos anteriores, o valor médio da distância entre a laje inferior e a abertura e superior é de 0,98m (com um coeficiente de variação de 39,6%), o que significa que existem muito mais janelas do que portas, o que está de acordo com as tipologias e quantidades identificadas nesses estudos (Fig. 4.52 (b)).

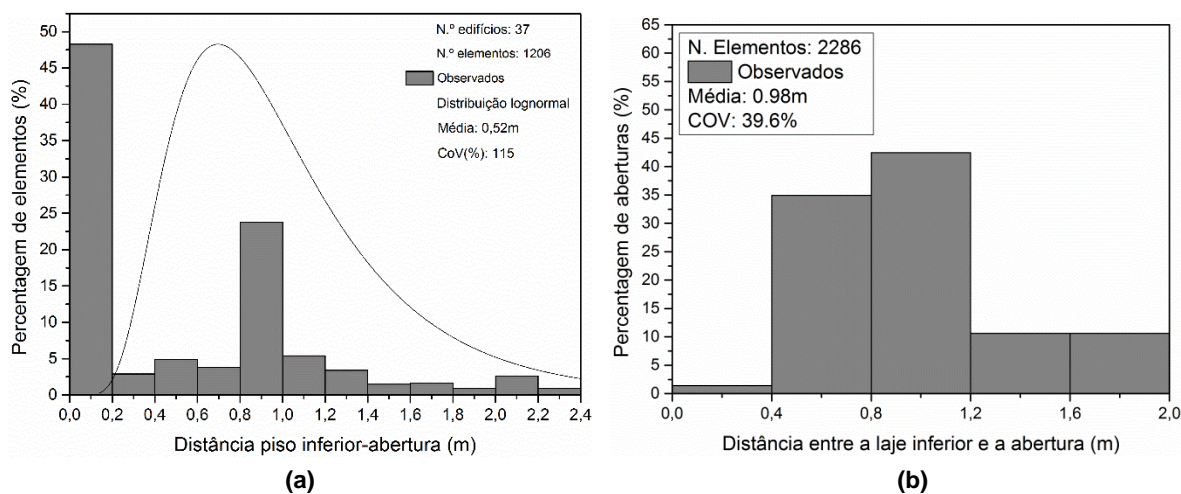


Fig. 4.52 - Distância entre o piso inferior e a abertura: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).

Quanto à distância entre as aberturas e as vigas superiores (Fig. 4.53 (a)), foi adotada uma distribuição do tipo normal, com valores que variam desde os 0,0 aos 1,4m, e com um valor médio e coeficiente de variação de 0,32m e 323% respetivamente. Existe uma variação elevada dos valores, tal como aconteceu no estudo da distância entre a laje do piso inferior e a abertura, pelas mesmas razões, pois a disposição das aberturas em altura é bastante variável, podendo estar encostadas à viga superior (por exemplo, tipologias 25 e 26).

O valor médio desta distância, para edifícios do continente (Fig. 4.53 (b)), é de 0,66m (coeficiente de variação de 32,6%) sendo também superior ao obtido para os edifícios açorianos, o que indica que as aberturas estão mais afastadas da viga superior.

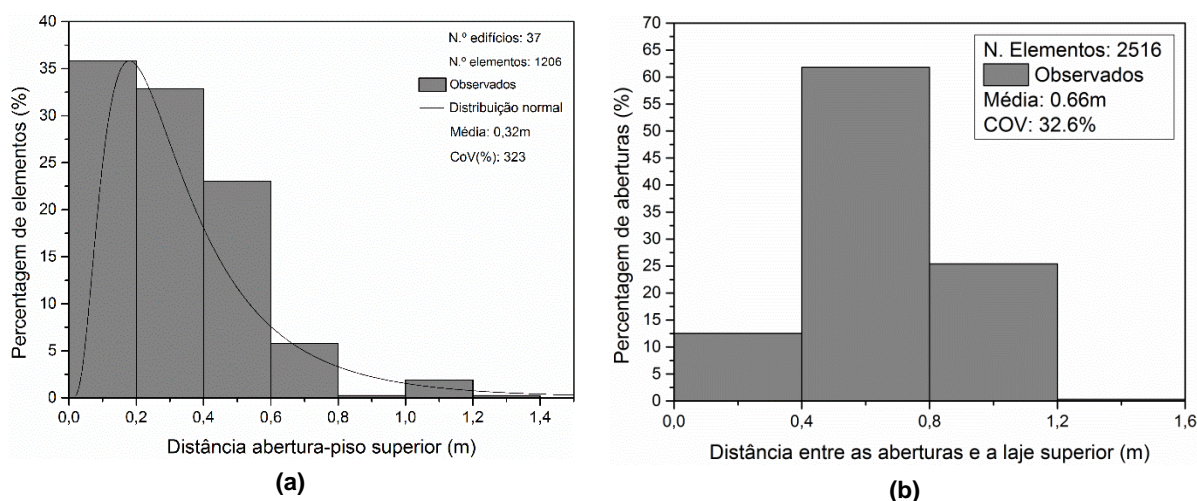


Fig. 4.53 - Distância entre a abertura e o piso superior: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).

Na Fig. 4.54 (a), expõe-se a distribuição da distância entre o pilar e a abertura, que se preencheu com uma distribuição normal, com um valor médio de 0,68m e um coeficiente de variação de 107%. Como foram identificados painéis de alvenaria com aberturas desde encostadas ao pilar (por exemplo nas tipologias 8, 12, 13 e 34) até mais afastadas (nas tipologias 1 e 3, por exemplo), justifica-se o valor elevado do coeficiente de variação e a discrepância do intervalo das distâncias medidas.

O valor médio da distância entre pilar e aberturas é de 0,80m (coeficiente de variação de 73,8%), nos estudos anteriores (Fig. 4.54 (b)), sendo superior ao valor do presente estudo, e justificado pelo facto de não haver tantas tipologias anteriormente identificadas com aberturas adjacentes aos elementos estruturais verticais como no presente estudo.

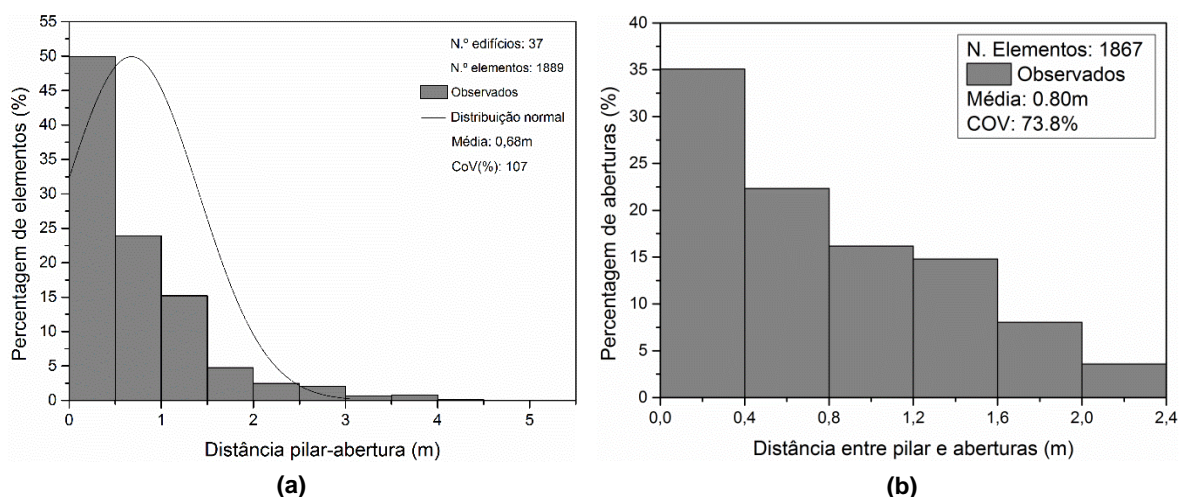


Fig. 4.54 - Distância entre o pilar e abertura: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).

A distância entre aberturas (Fig. 4.55 (a)), varia entre os 0,0 e os 2,4m, sendo a sua distribuição adaptada a uma distribuição lognormal com valor médio de 0,77m e um coeficiente de variação de 75%. Nos estudos anteriores, o valor médio desta dimensão é de 1,02m, o que indica que as aberturas, em média, estão mais afastadas do que no caso dos edifícios em estudo. É de notar que com a existência de mais aberturas nos painéis identificados neste estudo, como acontece por exemplo nas tipologias 37, 23, 29 e 34, implica uma diminuição da distância entre aberturas.

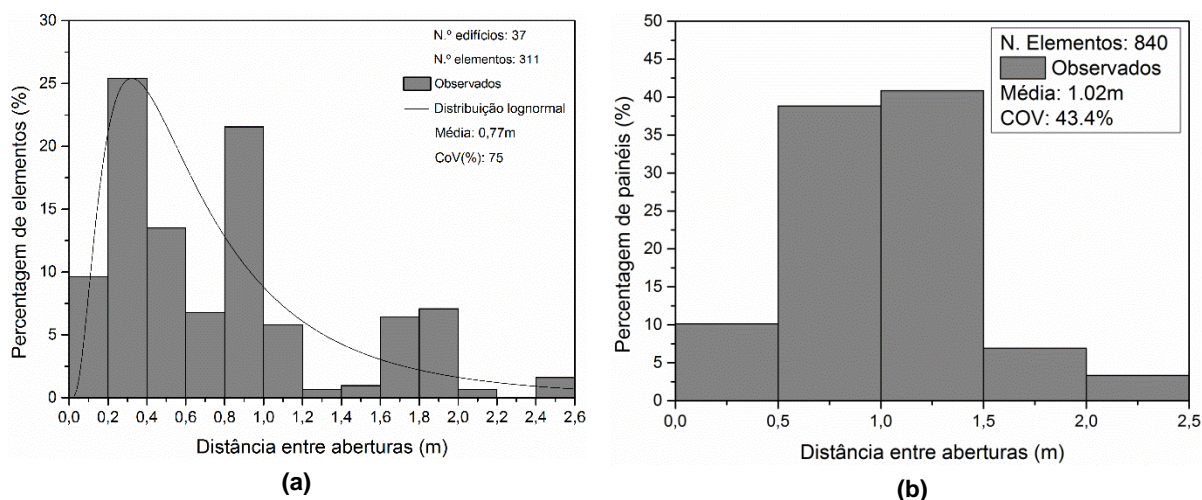


Fig. 4.55 - Distância entre aberturas: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).

A altura das aberturas em paredes de alvenaria de enchimento (Fig. 4.56 (a)), está distribuída por valores entre os 0,0 a 3,2m, correspondendo respetivamente a pequenas janelas existentes nas casas de banho, a grandes janelas existentes em salas [1] ou existentes em espaços comerciais. Adotou-se uma distribuição normal para os valores obtidos, com um valor médio de 1,65m e coeficiente de variação de 39%. Pode-se ver a existência de três valores representativos das dimensões das aberturas típicas nos edifícios estudados, (Fig. 4.56 (a)), sendo dominantes as aberturas de 1,0, 2,0 e 2,2m. Nos estudos anteriores, para o continente, o valor médio da altura das aberturas é de 1,75m (Fig. 4.56 (b)) com um coeficiente de variação de 30,1%.

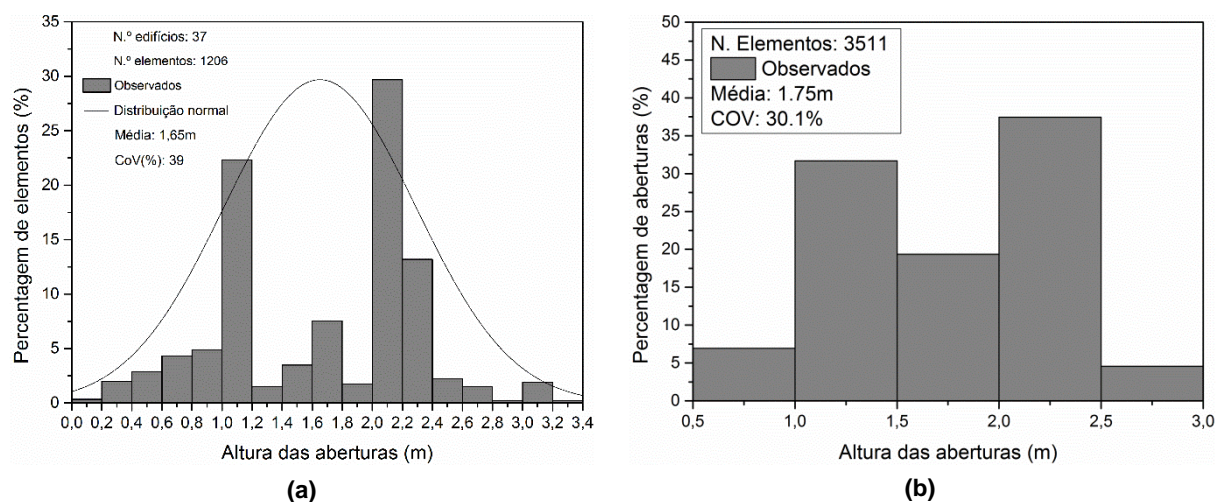


Fig. 4.56 - Altura das aberturas em paredes de alvenaria de enchimento: (a) Estudo atual; (b) Estudo anterior (retirado de: [47]).

O comprimento das aberturas das paredes de enchimento, com uma distribuição do tipo lognormal entre os 0,0 e os 6,0m (Fig. 4.57), tem um valor médio de 1,70m e um coeficiente de variação de 58%. O comprimento médio das aberturas é um valor elevado quando comparado com o vão médio dos pórticos de alvenaria com abertura (Fig. 4.48 (a)), correspondendo, a aproximadamente, 47% do comprimento do vão. O valor médio do comprimento de aberturas é de 1,65m no caso de edifícios existentes em Portugal continental (Fig. 4.57 (a)), sendo 5cm inferior ao valor médio da amostra de edifícios açorianos.

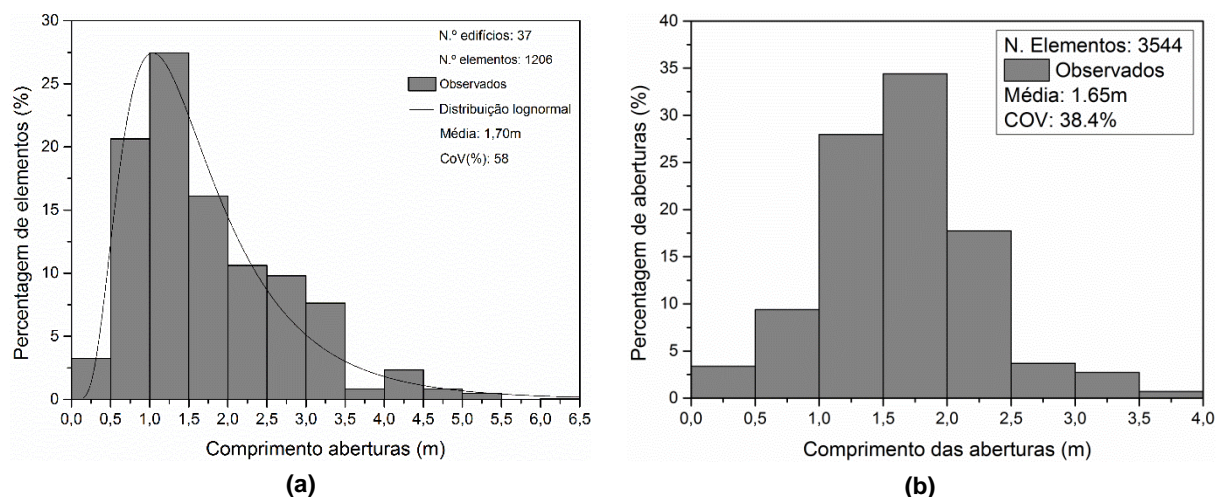


Fig. 4.57 - Comprimento das aberturas: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).

Desenvolveram-se rácios para a altura das aberturas e altura dos painéis (Fig. 4.58 (a)) e para o comprimento das aberturas e dos painéis (Fig. 4.58 (b)), para se ter uma ideia da percentagem de painel que as aberturas ocupam em altura e comprimento. É importante para identificar os possíveis mecanismos de rotura.

No caso do rácio entre a altura das aberturas e altura dos painéis (Fig. 4.58 (a)), os valores variam de 0 a 1,0, sendo o valor médio de 0,68 e o coeficiente de variação de 36%, o que indica que as aberturas

existentes têm aberturas de elevadas alturas, o que está de acordo com a distribuição de tipologias obtida (Fig. 4.50), em que predominam tipologias com aberturas do tipo 1, 3, 4, 17, 25 e 26.

O rácio do comprimento das aberturas, exposto na Fig. 4.58 (b), apresenta uma variação de valores entre 0,0 a 1,0, com um valor médio de 0,58 e um coeficiente de variação de 41%. Tal como aconteceu no rácio das alturas, o rácio dos comprimentos indica que também existe uma percentagem (rácio é igual a 1,0) elevada de comprimento de aberturas em relação ao comprimento do painel, valor que é novamente justificado pelas tipologias maioritariamente existentes, como por exemplo a tipologia 17 que ocupa grande parte do painel.

Ambos os valores médios dos rácios das alturas e dos comprimentos, obtidos para os edifícios estudados anteriormente (Fig. 4.59 (a) e (b)), são inferiores, com valores de 0,56 e 0,45 respetivamente, o que indica que o impacto das aberturas nos painéis não é tão elevado. Assim os edifícios dos Açores, que estão situados em zonas de vulnerabilidade sísmica e que deviam ter menores dimensões das aberturas, possuem valores maiores.

Os rácios foram desenvolvidos por painel, considerando-se nos casos em que existia mais de uma abertura por painel, a média das alturas das aberturas. No caso do rácio do comprimento das vigas, na existência de painéis com mais de uma abertura, considerou-se a soma dos comprimentos de todas as aberturas para o rácio. Como neste estudo se estão a trabalhar com valores médios, estas simplificações não afetam os resultados, permitindo ter uma ideia da relação entre as grandezas.

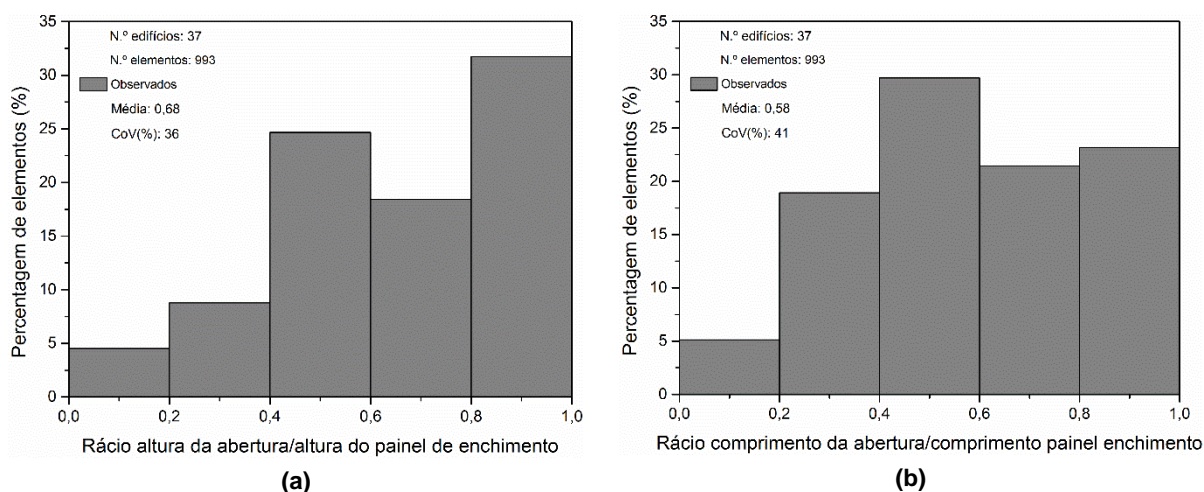


Fig. 4.58 - Rácio entre: (a) A altura da abertura e a altura do painel de enchimento; (b) O comprimento da abertura e o comprimento do painel de enchimento.

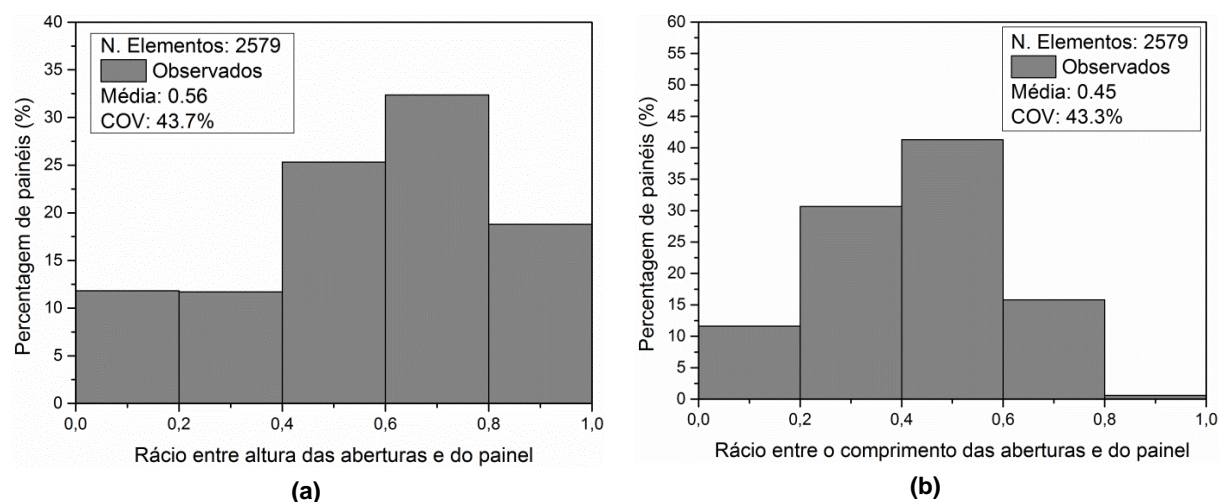


Fig. 4.59 - Rácio entre: (a) A altura da abertura e a altura do painel de enchimento em estudos anteriores (retirado de: [47]); (b) O comprimento da abertura e o comprimento do painel de enchimento em estudos anteriores (retirado de: [47]).

Os coeficientes de variação associados tanto à altura das aberturas como ao comprimento, e restantes dimensões das alvenarias, são bastante elevados, pois como é possível ver Fig. 4.49, há uma grande diversidade e disposição de aberturas e foi feita a comparação de aberturas encostadas à estrutura de betão armado lateralmente, superiormente e de ambos os modos, a comparação de janelas de pequenas dimensões com portas e janelas de elevadas alturas e comprimentos e distâncias entre aberturas que variam bastante.

De modo a completar o estudo, efetuou-se a relação entre a área das aberturas e a área dos painéis de alvenaria de enchimento com aberturas assim como entre o comprimento da diagonal da abertura e a área da abertura.

No caso da relação entre a área da abertura e a área do painel de enchimento com aberturas (Fig. 4.60 (a)), desenhou-se uma regressão linear, de modo a averiguar-se a dispersão entre os valores das duas variáveis. Como é perceptível na Fig. 4.60 (a), existe uma grande dispersão entre as duas variáveis, o que é confirmado pelo valor baixo de $R^2=0,23$. O R^2 , sendo o coeficiente de determinação, é um valor que nos indica a forma como os dados se ajustam à linha (podendo se aplicar também a curvas) [55]. Assim cerca de 23% dos dados estão inseridos na regressão linear, de equação $y = 0,35996x + 0,29832$, não sendo possível fazer uma previsão da reação entre a área das aberturas e dos painéis.

Os estudos levados a cabo anteriormente a este, mostram que para os edifícios distribuídos pelo território continental, a mesma relação também não é possível de realizar pois o valor de $R^2=0,10$, ainda mais baixo que o obtido no presente estudo.

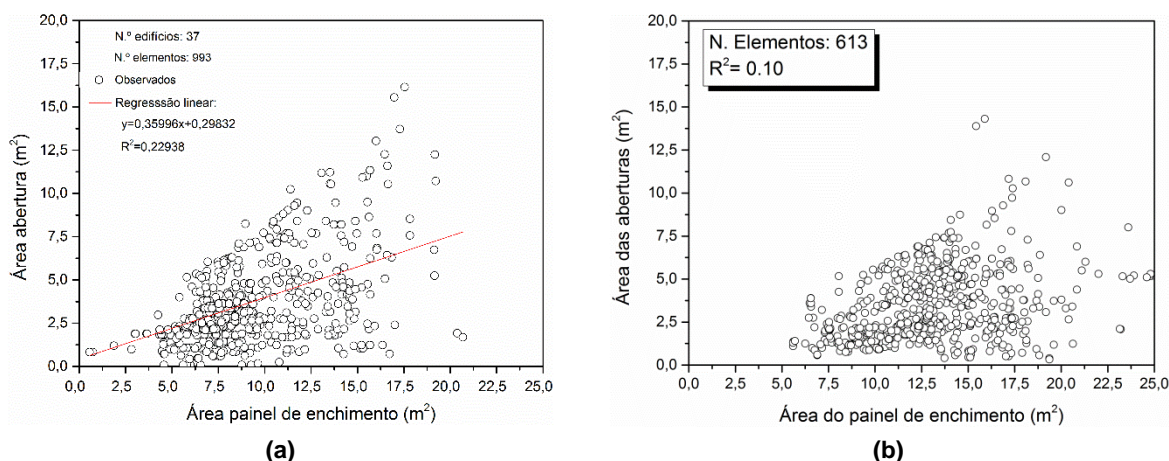


Fig. 4.60 - Relação entre a área do painel de enchimento e a área de abertura: (a) Estudo atual; (b) Estudo anterior (retirado de: [47]).

Para de apurar se seria possível definir a forma média das aberturas [47], relacionou-se o comprimento da diagonal das aberturas com a sua área, desenhando uma regressão linear sobre a representação gráfica dos dados (Fig. 4.61 (a)), obteve-se um valor de $R^2=0,65$, que indica que aproximadamente 65% dos dados pertencem à regressão linear com equação $y = 0,40607x + 1,5918$. A forma das aberturas é maioritariamente retangular, havendo apenas situações pontuais de aberturas quadradas. Nos estudos anteriores (Fig. 4.61 (b)), obteve-se um coeficiente de determinação de 0,13, sendo bastante inferior ao obtido neste estudo, pois houve uma grande variabilidade da amostra recolhida em Portugal continental.

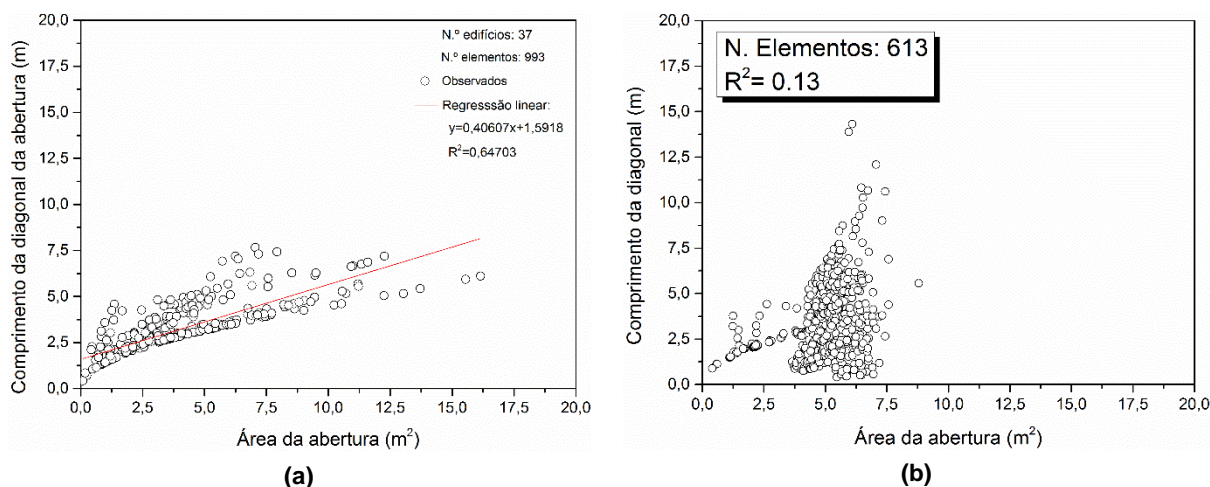


Fig. 4.61 - Relação entre a área da abertura e o comprimento da diagonal da abertura: (a) Estudo atual; (b) Estudo anterior (retirado de: [47]).

Na Fig. 4.62 compara-se os resultados obtidos para ambos os estudos no mesmo gráfico, onde pode-se ver que há uma tendência dos resultados do estudo atual, como se avaliaram as paredes de todos os 37 edifícios estudados. Nos resultados dos estudos anteriores há maior variedade de edifícios e projetos estudados e consequentemente mais projetistas envolvidos na sua execução.

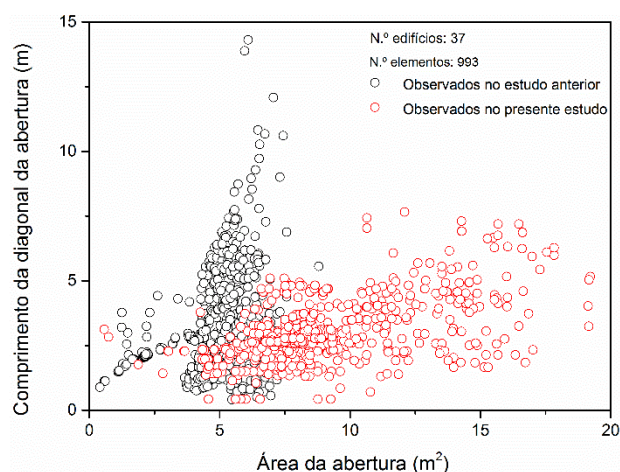


Fig. 4.62 - Relação entre a área da abertura e o comprimento da diagonal da abertura de ambos os estudos.

Para se explicar a forma como esta relação nos indica a forma das aberturas efetuou-se o seguinte exemplo:



Fig. 4.63 - Esquema de aberturas: (a) Quadradas; (b) Retangulares.

Sendo um quadrado de lado, a (Fig. 4.63) obtêm-se os seguintes valores para a área, A , e a diagonal, d :

$$A = a^2 \quad (4.1.)$$

$$d = \sqrt{2a^2} = \sqrt{2}a \quad (4.2.)$$

substituindo a variável a , por números de $[0; 6,5]$ e desenhando os pontos obtidos do comprimento da diagonal em função da área da abertura, obteve-se a equação (4.3.) e o gráfico apresentado.

$$y = -0,00446x^2 + 0,3621x + 1,08134 \quad (4.3.)$$

Todos os pontos da Fig. 4.61 que coincidam com a curva definida pela equação (4.3) e desenhada no gráfico da Fig. 4.64 (a), cuja interseção resultou no gráfico representado na Fig. 4.64 (b), pertencem a aberturas quadradas. Pela relação apenas de área maior que o comprimento da diagonal ou menor, não se podem retirar conclusões diretas face ao tipo de abertura, é necessário interpretar o valor matematicamente.

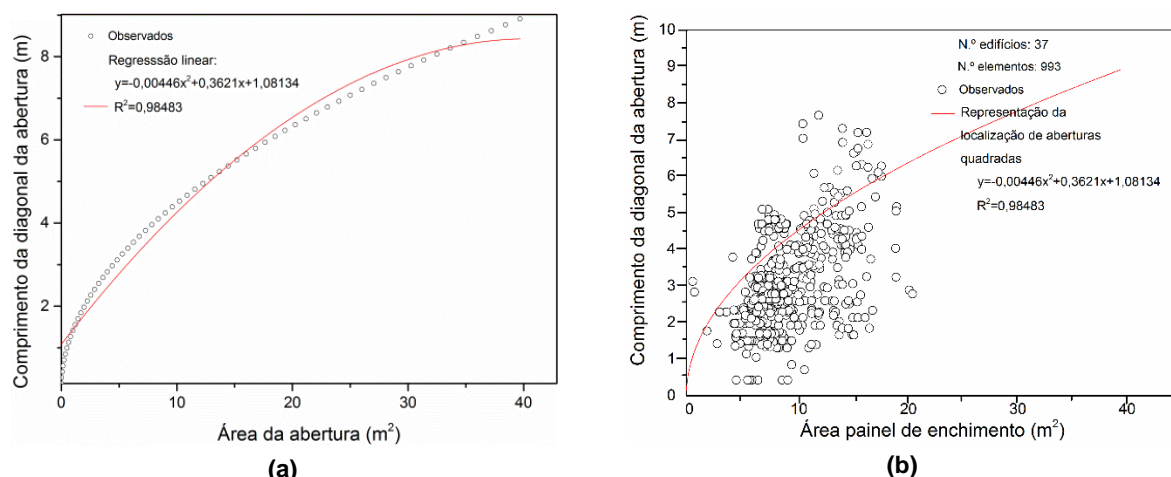


Fig. 4.64 – (a) Curva dos valores do comprimento da abertura em função da área da abertura, em que as aberturas são quadradas; (b) Sobreposição da curva onde as aberturas são quadradas com os resultados obtidos no presente estudo.

A maior uniformidade de resultados obtidos, no caso dos edifícios dos Açores, quando comparativamente aos edifícios dos estudos anteriores [1, 47], deve-se ao estudo se centrar em apenas três ilhas dos Açores, o que implica que haja alguma uniformidade de gabinetes de projeto envolvidos no dimensionamento dos edifícios em estudo.

Na Fig. 4.65 (a) apresenta-se o rácio entre a área de aberturas e a área da fachada, com um valor médio de 0,25 e um coeficiente de variação de 69%, variando desde 0 até 0,7, isto é, no máximo existem aberturas em 70% da fachada. Nos estudos anteriores (Fig. 4.65 (b)) obteve-se um rácio com valor médio de 0,28 (e um coeficiente de variação de 58,5%), e que apesar deste valor médio ser superior para os valores do continente, as suas aberturas só atingem no máximo 60% da fachada do edifício.

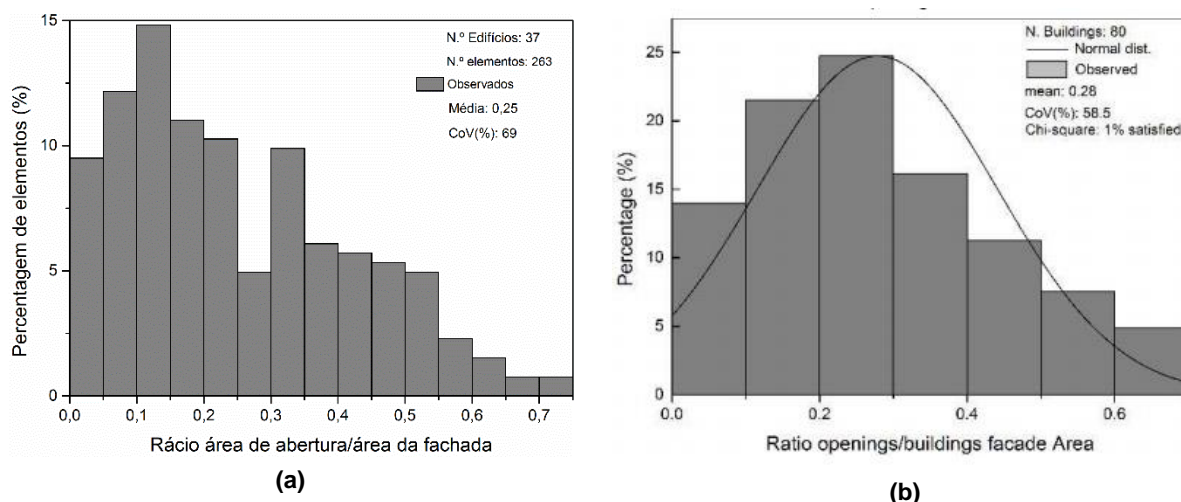


Fig. 4.65 - Rácio entre a área de abertura e a área da fachada: (a) Estudo atual; (b) Estudos anteriores (retirado de: [47]).

O Eurocódigo 8 define mínimo para a relação entre o comprimento da parede, l , e a maior altura livre, h , das aberturas adjacentes à parede. Segundo o anexo nacional este valor é de 0,4 [8]. De modo a averiguar a satisfação desta condição por parte dos edifícios estudados, realizou-se o gráfico

apresentado na Fig. 4.66 em que se definiu o rácio entre comprimento das paredes e a maior altura livre das aberturas adjacentes (l/h), (tendo em conta apenas as paredes de alvenaria com aberturas adjacentes) apresentando-se também a vermelho a linha que representa o valor mínimo estabelecido pelo Eurocódigo 8. O valor mais baixo para o rácio obtido foi de 0,49, sendo o valor médio 2,54 e o coeficiente de variação associado de 87%. Verificou-se que todas as paredes confinadas estudadas satisfazem esta condição.

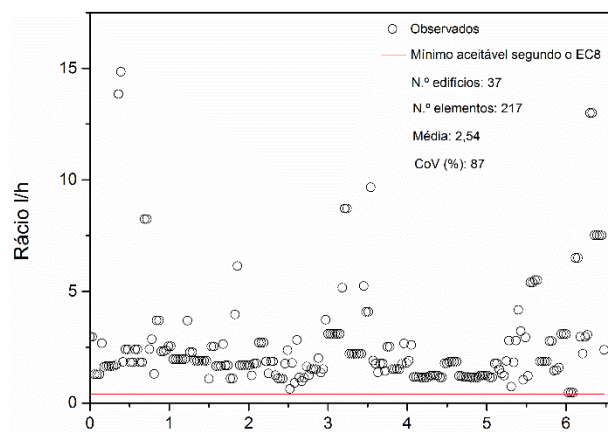
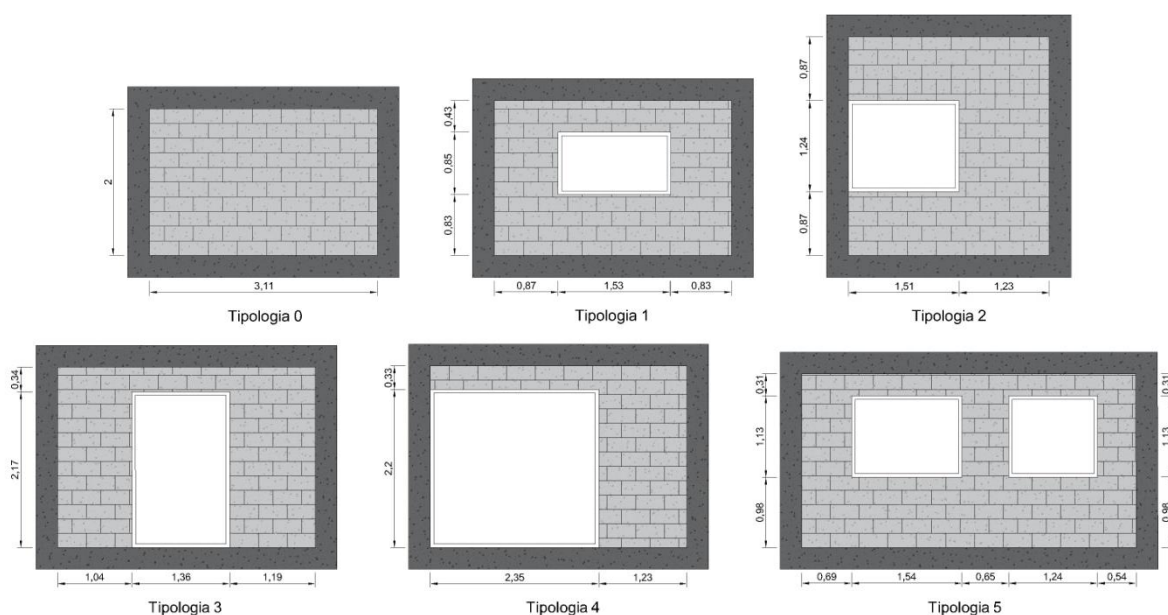
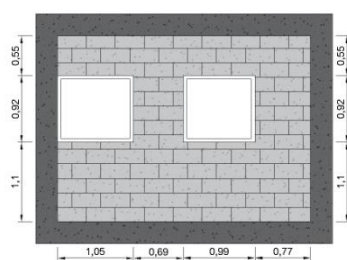


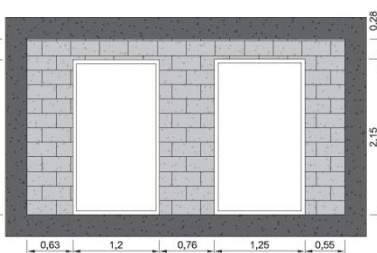
Fig. 4.66 - Rácio l/h e comparação com o valor mínimo exigido pelo EC8 [8].

Fazendo um estudo detalhado de todas as propriedades geométricas das paredes de alvenaria, por tipologia, pôde-se determinar as dimensões médias dos painéis e suas aberturas, se existentes, obtendo-se como resultado final a Fig. 4.67, onde é visível a variabilidade das dimensões tanto de aberturas como de painéis de tipologia para tipologia. Tipologias essas que são responsáveis por mecanismos de pilar curto, como por exemplo as tipologias 2, 4, 8, 11, 12, 18, 24, 35 e 36, assim como mecanismos de biela (tipologia 0) e mecanismos de piso móvel, (por exemplos as paredes de tipologias (13 e 17) .

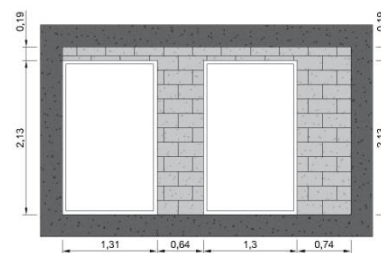




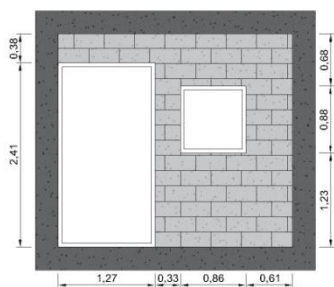
Tipologia 6



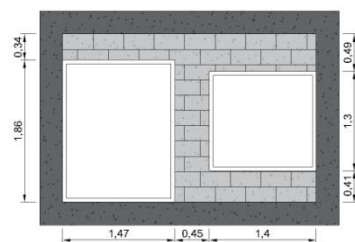
Tipologia 7



Tipologia 8



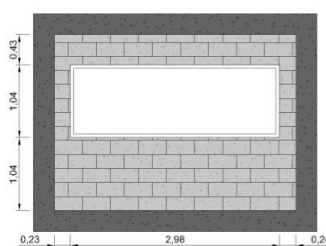
Tipologia 11



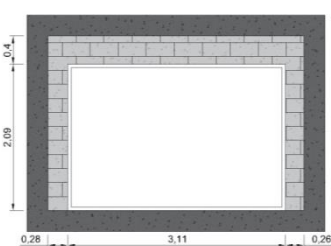
Tipologia 12



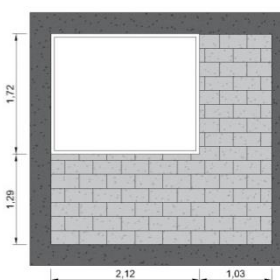
Tipologia 13



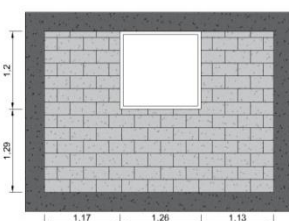
Tipologia 14



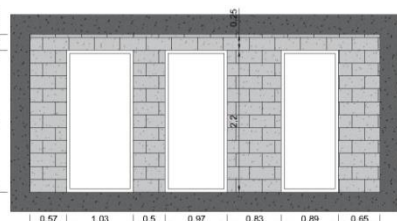
Tipologia 17



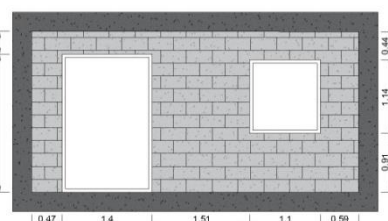
Tipologia 18



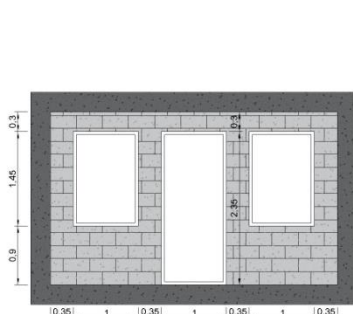
Tipologia 19



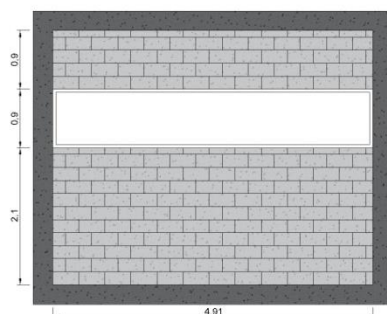
Tipologia 21



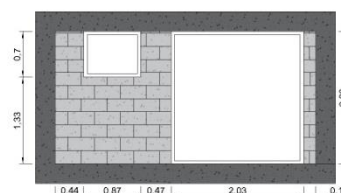
Tipologia 22



Tipologia 23



Tipologia 24



Tipologia 25

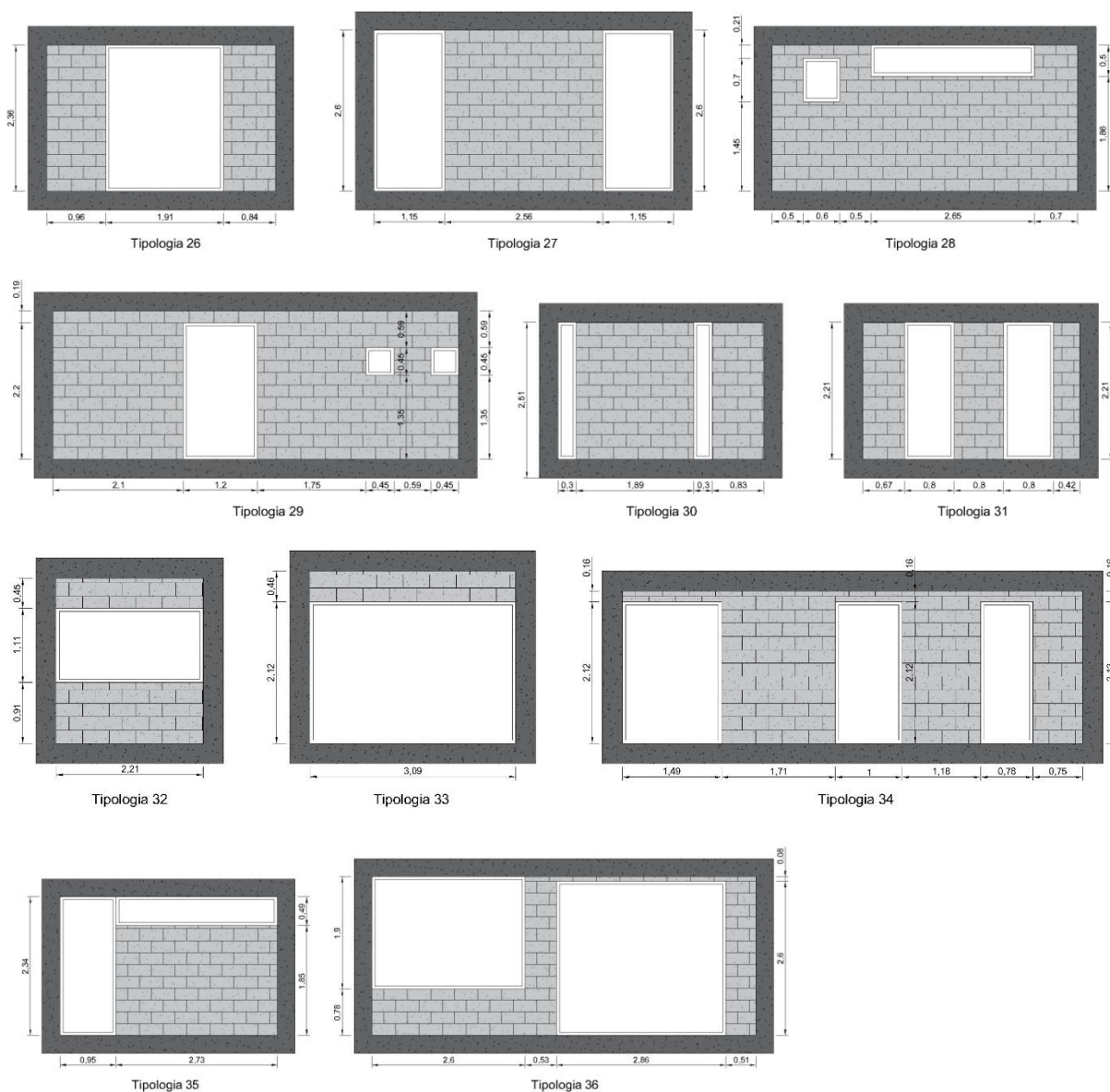


Fig. 4.67 - Tipologias identificadas com dimensões médias.

4.5. CONCLUSÕES

O estudo realizado neste capítulo a 37 edifícios existentes nas ilhas do Faial, São Miguel e Terceira, a nível das propriedades da estrutura de betão armado e as paredes de alvenaria de enchimento, apresentou resultados em conformidade com os estudos anteriores [1, 47].

Como os edifícios estudados, nos estudos anteriores, foram construídos em Portugal continental, e em zonas com diferentes suscetibilidades sísmicas, é natural que haja uma diferença em relação aos dados obtidos desta investigação feita nas ilhas do Faial, São Miguel e Terceira, que são três ilhas, sujeitas a

elevada atividade sísmica e cujos edifícios devem ser dimensionados de maneira a resistir às ações sísmicas.

A escolha das variáveis geométricas estudadas, tais como, por exemplo, a altura do rés-do-chão e dos pisos superiores, a profundidade e largura dos pilares, a altura e largura das vigas, e o tipo e espessura das lajes, fez-se para que se estudassem os pórticos que, na eventualidade de um sismo, efetivamente resistiriam às ações horizontais [54].

Este estudo e o preenchimento da base de dados foi bastante completo e minucioso, visto que se retiraram todas as características estruturais e das paredes de enchimento dos projetos, pode servir para estudos futuros, a nível das irregularidades entre pisos etc., visto que todas estas características foram guardadas.

Uma limitação que se encontrou neste estudo, foi a existência, por vezes, de discrepâncias entre os projetos de arquitetura e estabilidade, e possivelmente levaram a diferenças na construção dos edifícios reais, mas que não foi possível confirmar nesta análise. É importante realçar a falta de projetos de edifícios mais antigos, para se comparar as diferenças com a construção pós implementação da regulamentação.

Assim é importante que se levem a cabo estudos a mais edifícios e em mais ilhas do arquipélago, também sujeitas a ações sísmicas de modo a obter-se uma informação mais completa das alvenarias confinadas existentes e encontrar os pontos fracos destas.

5

CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE ALVENARIA DE BLOCOS

5.1. INTRODUÇÃO

As alvenarias desde há séculos que são usadas na construção, sendo soluções estruturais em construções antigas, desde pequeno a grande porte, que perduram até os dias de hoje, e em construções atuais. No passado os conhecimentos de construção de estruturas e alvenarias, obtidos com base no conhecimento empírico adquirido, eram transmitidos de geração em geração.



Fig. 5.1 - Igreja Matriz de S. Sebastião (Ponta Delgada, ano aproximado de conclusão 1545).

Com a revolução industrial e implementação de novos materiais na construção, assim como a necessidade de se estudar os materiais já existentes, e para otimizar a construção e tornar um processo mais “mecanizado” Bauschinger, engenheiro alemão, desenvolveu os primeiros testes em laboratório para determinar a resistência ao corte da alvenaria, metodologia que é ainda usada atualmente para determinar a resistência ao corte em juntas de assentamento [56].



Fig. 5.2 - Modelo de ensaio desenvolvido por Bauschinger em 1873 [56].

Com a tendência de construção de edifícios cada vez mais altos, no início do século XX, e com o uso do betão armado, as alvenarias deixaram de desempenhar funções estruturais, sendo mais usadas como paredes interiores de divisão de piso, ou alvenaria estrutural em edifícios de pequenas dimensões.

Nas décadas de 70 a 80, com a crise energética, houve uma nova implementação de alvenarias de tijolos/blocos, de modo a se aproveitarem as suas propriedades como isolantes térmicas em paredes de fachada de edifícios [57].

Vivemos numa era de desenvolvimento em todas as frentes. A nível da construção as exigências são cada vez maiores. São precisos construir edifícios maiores e mais altos, logo com vãos maiores entre pilares, em menores períodos de tempo, em zonas com potencial risco para as construções. O Homem atualmente já tem capacidade de transformar grandes desertos, com solos com poucas capacidades de fundações para grandes edifícios, em cidades, com os edifícios mais altos no mundo, como aconteceu no Dubai. Toda esta capacidade de combater as diversidades, resulta de anos e anos de desenvolvimento da engenharia. Portanto é necessário desenvolver as técnicas e soluções construtivas, de modo a fazer face às exigências atuais, com grandes rendimentos de produção, tendência para a mecanização dos processos construtivos, assim como, obter obras cada vez mais leves, esbeltas e sustentáveis, que satisfaçam os requisitos funcionais associados ao conforto acústico, energético, estrutural, térmico, etc.

5.2. ASPETOS CONSTRUTIVOS DAS ALVENARIAS

Apesar de haver regulamentação destinada aos ensaios para correta caracterização mecânica das alvenarias, há um grau de complexidade e variabilidade associado, pois há grande variedade dos blocos, no caso dos Açores, de ilha para ilha e de empresa para empresa, a nível de proporções de materiais constituintes, formatos, dimensões, qualidade de produção, etc. respeitando as normas relativas às unidades de alvenaria.

Nos Açores como já foi referido são usados os blocos de betão (ou de bagacinas) com diferentes dimensões e formatos (Fig. 5.3).

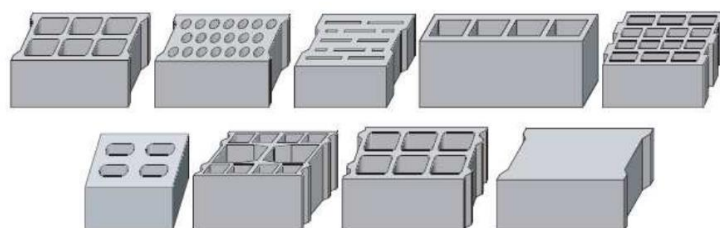


Fig. 5.3 - Exemplos de diferentes formas de blocos de betão - blocos correntes [58]

Conforme o material constituinte dos blocos/tijolos varia, há também uma variação da capacidade resistente cada uma das unidades de alvenaria, como pode-se ver na Fig. 5.4.

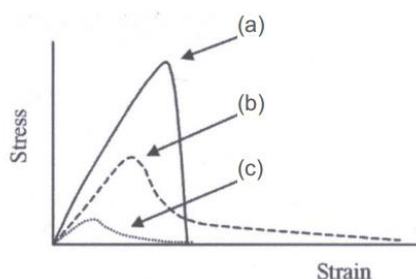


Fig. 5.4 - Comportamento mecânico à compressão de materiais utilizados no fabrico de unidades de alvenaria: a) cerâmica; b) betão; c) betão de agregados leves [57]

Quanto à disposição de assentamento de blocos de betão, no caso dos Açores, a mais comum é a “stretcher bond” (Fig. 5.5 (e)) [59].

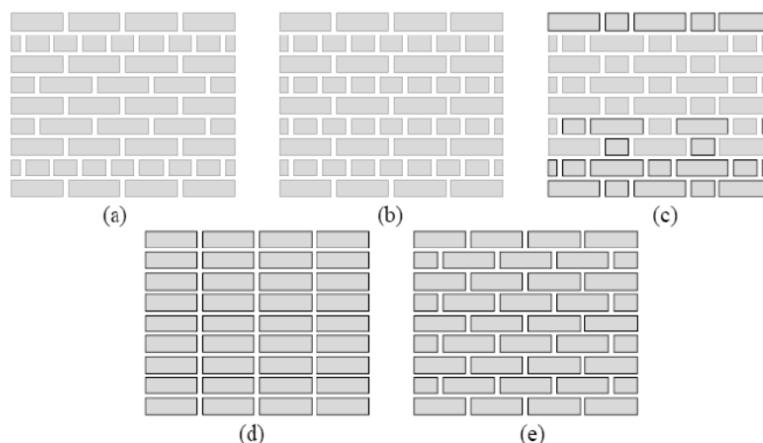


Fig. 5.5 - Formas de disposição das unidades de alvenaria no assentamento: (a) American (or common) bond; (b) English (or cross) bond; (c) Flemish bond; (d) Stack bond; (e) Stretcher bond [59].

As alvenarias usadas nos Açores, como já foi referido, na atualidade, são maioritariamente constituídas por panos simples, sendo mais recentemente adotadas, e cada vez mais usadas as alvenarias duplas. As alvenarias podem ser também confinadas ou não, ligadas aos pórticos por meio de ligadores, etc., como pode-se ver na Fig. 5.6.

Como pode-se ver na Fig. 5.6, na construção de alvenarias por vezes são usados ligadores de aço, que fazem ligação do pórtico às unidades de alvenaria de modo a que a parede tenha maior resistência face a ações dinâmicas e principalmente ao sismo.

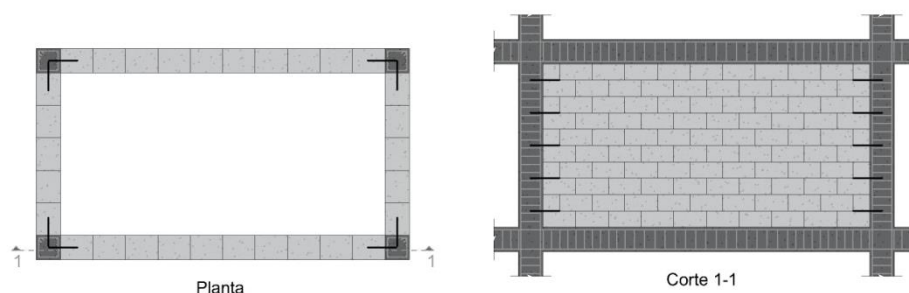


Fig. 5.6 – Planta e corte com esquema de ligadores (a linha preta mais acentuada) a fazer a ligação entre o pórtico de betão armado e a alvenaria

Nos Açores, quanto ao acabamento das paredes, de modo a estas ficarem confinadas, quando resta uma altura pequena entre a última fiada de blocos, insuficiente para uma camada de blocos em altura e o pórtico, são usados dois métodos: um em que consiste no enchimento da camada com argamassa (Fig. 5.7) e outro com pedaços de blocos partidos e enchimento dos vazios com argamassa (Fig. 5.8), sendo esta a solução que confina melhor a parede.

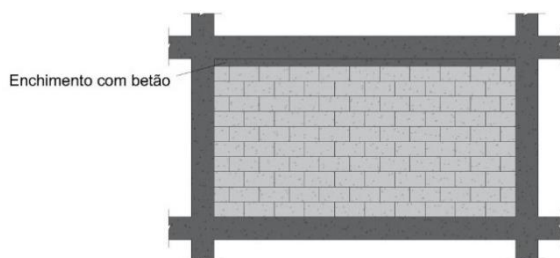


Fig. 5.7 - Enchimento de espaço vazio entre parede de alvenaria e pórtico com argamassa.

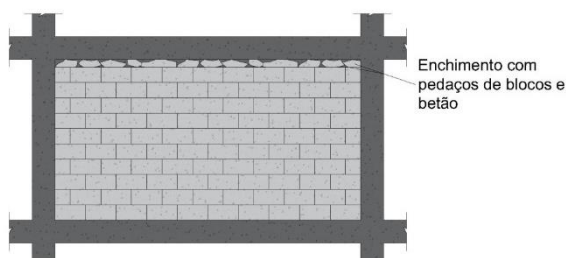


Fig. 5.8 - Enchimento de espaço vazio entre parede de alvenaria e pórtico com pedaços de blocos e argamassa.

Há uma variação das argamassas utilizadas, de obra para obra, dependendo dos traços destas, assim como do tipo de cimento (tipo de cimento, classe de resistência, etc.). e granulometria da areia utilizada. Há mais fatores que contribuem para a variabilidade da construção de alvenarias como a espessura das juntas verticais e horizontais, sendo nos Açores as juntas verticais maioritariamente preenchidas e as horizontais com espessuras entre os 1,5 a 2 cm.

A nível europeu, com a criação dos Eurocódigos estruturais, houve a introdução do Eurocódigo destinado a dimensionamento de alvenarias, o Eurocódigo 6 [60], assim como no Eurocódigo 8 [8], há uma parte destinada ao dimensionamento sismo-resistente de alvenarias. No caso do Eurocódigo 6 são

expostas exigências como a garantia de segurança estrutural, durabilidade durante o período de vida útil do edifício, dos materiais e da estrutura, propriedades mecânicas e exigências para os elementos auxiliares usados na execução das alvenarias, como ligadores de parede e lajes, grampos, ligadores de parede e barreiras de estanquidade, etc. [61].

Como há diversas variáveis associadas à construção da alvenaria, como foi mencionado, é difícil definir uma teoria geral sobre o seu comportamento mecânico método geral que tenha em conta todas essas variáveis. Assim, há um constante estudo por parte da comunidade científica, com base em ensaios experimentais e numéricos de modo a compreender cada vez melhor o seu comportamento.

5.3. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL MECÂNICA DE ELEMENTOS DE ALVENARIA DE BLOCOS DE BETÃO

Como se pôde verificar no capítulo 3, quando sujeitas à ação sísmica, as paredes de alvenaria de enchimento têm tendência ao colapso. É necessário, portanto proceder-se a estudos detalhados do comportamento destes elementos não estruturais.

Para tal é necessário proceder a um conjunto de ensaios experimentais, de acordo com as normas, para uma correta caracterização experimental do comportamento das alvenarias de blocos de betão.

A informação atualmente existente sobre o comportamento mecânico de alvenaria realizada com blocos de betão dos Açores é muito escassa. Isto acontece em grande parte devido aos altos custos associados e à dificuldade de realização de ensaios de paredes de alvenaria em laboratório. Portanto pretende-se fazer face a essas dificuldades e proceder-se à caracterização mecânica das paredes mais usadas na atualidade açoriana, tornando possível também desenvolver futuramente modelos em programas de cálculo de elementos finitos de modo a simular o comportamento das alvenarias, tendo os valores obtidos em laboratório para calibrar os modelos numéricos.

Para uma completa caracterização mecânica da alvenaria de bloco de bagacinas, realizaram-se ensaios para determinação da resistência à compressão, ensaios de tensão (corte) diagonal e ensaios para determinação de resistência à flexão de muretes de alvenaria. Também foram feitos os ensaios exigidos nas normas referidas em relação às argamassas (resistência média à flexão e à compressão) e aos blocos de betão (ensaios de resistência à compressão de uma amostra de blocos de alvenaria).

Estes ensaios permitiram caracterizar o comportamento mecânico e algumas das principais propriedades dos provetes de alvenarias.

Construíram-se os provetes de acordo com as indicações presentes nas normas aplicáveis, assim como conduziram-se os ensaios segundo estas e as condições laboratoriais disponíveis.

Este capítulo está dividido em subcapítulos associados a cada um dos ensaios realizados, descrevendo-se as técnicas usadas desde a conceção dos provetes até aos ensaios. De seguida apresentam-se os resultados obtidos e conclusões a retirar no âmbito do estudo que se está a desenvolver ao longo desta dissertação.

5.4. CAMPANHA EXPERIMENTAL

Nos laboratórios da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto foram levados a cabo os seguintes ensaios:

No LMC (Laboratório de Materiais de Construção), no LABEST (Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural e no LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estruturas):

- Ensaios de resistência à compressão de uma amostra de blocos de alvenaria (NP EN 772-1);

No LABEST:

- Ensaios de provetes de argamassa, retirados da argamassa produzida na realização dos muretes (um conjunto de três provetes por cada argamassa fresca), de resistência média à flexão e à compressão (EN 1015-11).

No LESE:

- Ensaios de resistência à compressão de amostras de blocos de alvenaria (NP EN 772-1);
- Ensaios de determinação da resistência à compressão de alvenaria (EN 1052-1 2002);
- Ensaios de tensão (corte) diagonal de paredes de alvenaria de blocos (ASTM E519 - 02);
- Ensaios de determinação de resistência à flexão de alvenaria (EN 1052-2 2002).

5.5. MATERIAIS E SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS ADOTADAS NA CONSTRUÇÃO DOS PROVETES PARA ENSAIO

5.5.1. BLOCOS DE BETÃO

As unidades de alvenaria utilizadas para a construção dos provetes para os diferentes ensaios, são blocos produzidos na ilha do Faial (Fig. 5.10) com dimensões nominais $400 \times 270 \times 200\text{mm}^3$ (comprimento, espessura e altura) (Fig. 5.9).

A composição e fabrico dos blocos foram apresentados no subcapítulo **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** e no Anexo A (A.1.3).

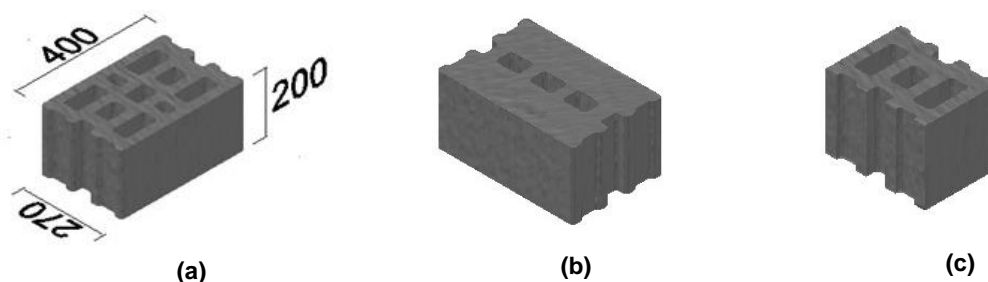


Fig. 5.9 – Unidades de alvenaria: (a) Dimensões exteriores (unidades em mm); (b) Vista inferior; (c) Corte a meio.



Fig. 5.10 - Unidades de alvenaria usadas nos ensaios (origem: Faial).

5.5.2. ARGAMASSA PARA JUNTAS DE ASSENTAMENTO

As argamassas utilizadas, foram preparadas com cimento usado nas ilhas do Grupo Central, produzido pela Cimpor, e que nos foi fornecido pela empresa para os ensaios. Este cimento é o CEM II B-L 32,5 N (Fig. 5.11 (a)). Nestas ilhas também se usa, mas em menor quantidade o CEM II//A-L 42,5R (Fig. 5.12 (b)), que foi usado para produzir a argamassa (tipo B) para um dos tipos de provetes ensaiados ao corte (tipo II).

Desenvolveu-se a caracterização mecânica experimental de elemento de provetes de alvenaria, construídos de acordo com as normas citadas anteriormente, e com blocos de betão dos Açores, mais concretamente vindos da ilha do Faial, e argamassa constituída pelo cimento utilizado na mesma ilha, que é produzido pela Cimpor em Souselas, Coimbra, CEM II B-L 32,5 N, que é usado nas ilhas do Grupo Central, e areia do continente português mas com granulometria média, semelhante à utilizada no Faial (apesar dos Açores possuírem areias basálticas de cor cinzenta e menos comum areia branca).

No caso dos ensaios de tensão (corte) diagonal de paredes de alvenaria de blocos, para além dos provetes construídos com a argamassa referida no parágrafo anterior (argamassa tipo A), foram também construídos provetes com argamassa produzida através de cimento CEM II//A-L 42,5R (argamassa tipo B). O traço das argamassas utilizadas foi 1:4, e a água controlada em todas as amassaduras de modo a ser utilizada sempre a mesma quantidade.



(a)



(b)

Fig. 5.11 - Amostra de embalagens de cimento utilizado na construção dos provetes. (a) CEM II/B-L 32,5 N; (b) CEM II//A-L 42,5 R.

5.5.3. APARELHO DE ALVENARIA

Na construção dos provetes de alvenaria teve-se em conta a metodologia utilizada nos Açores, com juntas de assentamento e verticais preenchidas, como se pode ver na Fig. 5.12, em que as juntas de assentamento possuem cerca de 15mm de altura e as juntas verticais foram totalmente preenchidas.

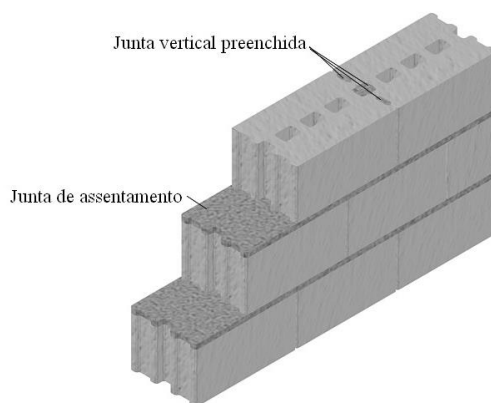


Fig. 5.12 - Esquema do aparelho de alvenaria.

5.6. ENSAIOS MECÂNICOS À COMPRESSÃO SIMPLES DE UNIDADES DE ALVENARIA

5.6.1. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE UNIDADES DE ALVENARIA

A realização deste ensaio tem por objetivo a determinação da resistência à compressão, f_i , e o módulo de elasticidade, E , das unidades de alvenaria usadas na construção de alvenarias açorianas. Para tal foi necessário medir as dimensões da superfície de contacto entre os provetes e a força de compressão aplicada ao bloco, assim como a força aplicada, a velocidade constante, até à rotura do provete. Este ensaio seguiu os princípios propostos na norma NP EN 772-1 [62]. Foi ainda possível determinar a resistência à compressão normalizada, f_b , assim como, as curvas de resposta tensão-extensão à compressão simples na direção paralela à aplicação da carga.



Fig. 5.13 - Unidade de alvenaria ensaiada.

5.6.2. DEFINIÇÃO DOS PROVETES

Este ensaio não requer qualquer dimensionamento dos provetes, são usadas as unidades de alvenaria, com a preparação das superfícies segundo a norma prEN 771-3 [58] apenas é exigido que sejam ensaiados no mínimo seis blocos. Como foram necessários dois lotes de blocos na construção dos provetes de alvenaria, procedeu-se ao ensaio de 4 blocos do primeiro lote e 6 do segundo lote.

Os blocos do primeiro lote foram usados na construção dos provetes de alvenaria para ensaio à compressão simples e para ensaio à compressão diagonal, enquanto os provetes do segundo lote foram utilizados na construção dos provetes para ensaio à flexão segundo as duas direções.

As unidades de alvenaria possuíam dimensões nominais $400 \times 270 \times 200\text{mm}^3$ (comprimento, espessura e altura). As dimensões interiores são apresentadas na Fig. 5.14.

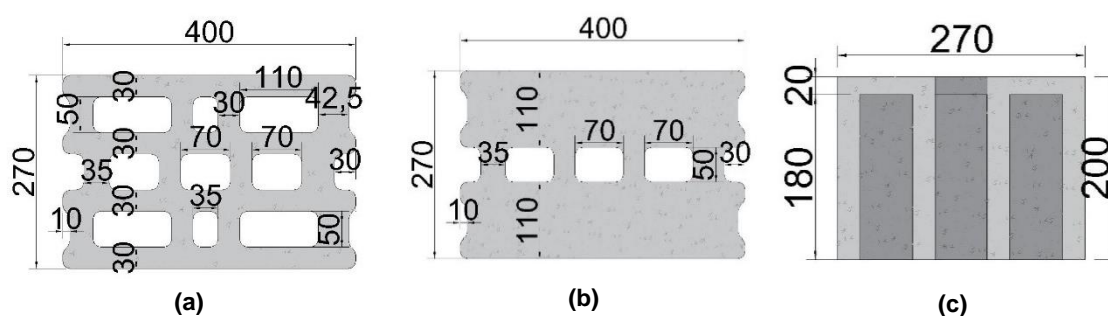


Fig. 5.14 - Dimensões dos blocos: (a) Vista inferior; (b) Vista superior; (c) Lado do bloco em corte (dimensões em mm).

5.6.3. SETUP EXPERIMENTAL

O setup apresentado neste subcapítulo (e a instrumentação apresentada em 5.6.4) foi o utilizado no ensaio de 9 dos 10 blocos a ensaiar. O bloco 4 do primeiro lote foi ensaiado no LMC, logo não se utilizou toda a instrumentação aqui apresentada, apesar de todos os ensaios seguirem o mesmo princípio de aplicação de carga e medição dos deslocamentos. A diferença está na utilização de 8 LVDTs, nos ensaios que decorreram no LABEST e no LESE, colocados nos cantos e no centro de todas as faces dos blocos.

Na Fig. 5.15 apresenta-se o setup de ensaio à compressão dos blocos de betão. Para a unidade de alvenaria ficar centrada com o atuador foi necessário o recurso a um conjunto de perfis metálicos ligados ao pórtico metálico de reação. Entre o provete e o atuador hidráulico foi colocada uma chapa metálica de 5cm de espessura com o objetivo de distribuir a carga uniformemente por todo o provete.



Fig. 5.15 - Exemplo do Setup de ensaio em laboratório de caracterização mecânica à compressão simples de unidades de alvenaria (parte da frente).

5.6.4. INSTRUMENTAÇÃO

O equipamento necessário no ensaio de determinação da resistência à compressão de blocos, constou:

- Máquina de ensaio composta por um atuador hidráulico;
- Placa metálica entre o atuador e o bloco;
- Equipamento para medição de deformações, transdutores de deslocamento (LVDTs), que permitam uma precisão das extensões obtidas na ordem de $\pm 25 \times 10^{-6}$;
- Equipamento de aquisição de dados (e tratamento dos mesmos) e controlo do atuador hidráulico, existente no LESE, composto por dois computadores com Labview.

Para se colocarem os transdutores de deslocamento nas posições corretas utilizaram-se suportes magnéticos que ligavam aos perfis metálicos. Os transdutores de deslocamento (LVDTs), foram colocados em todas as faces dos blocos, ficando 3 em cada face como mostra a Fig. 5.16. Estes estavam ligados ao sistema externo de aquisição de dados de forma a obter-se um registo contínuo das forças e deslocamentos sofridos pelo provete.

O atuador hidráulico utilizado neste ensaio, tem uma capacidade de 1500 kN (constituído na mesma por uma célula de carga no topo do atuador com capacidade para 1500 kN e uma rótula acoplada no topo da célula de carga, de modo a acomodar possíveis oscilações do provete, devido a irregularidades na construção). O controlo do atuador hidráulico foi feito por controlo dos deslocamentos com uma velocidade de carga de 0,02 mm/s.



Fig. 5.16 - Disposição dos LVDTs adotada para os ensaios de compressão simples dos blocos de betão.

5.6.5. METODOLOGIA

Este ensaio permitiu determinar a resistência à compressão de unidades de alvenaria do Faial, f_i , e a resistência à compressão normalizada, f_b , assim como o módulo de elasticidade. Caracterizou-se também a curva de resposta força-deslocamento.

O princípio do ensaio consiste na aplicação de uma carga no topo do provete, neste caso na placa metálica que se encontrava entre o atuador e o provete e que garantiu a distribuição uniforme. A carga foi aplicada perpendicularmente ao plano da base do bloco. Mediu-se a deformação em 8 pontos do provete como mostra a Fig. 5.17.

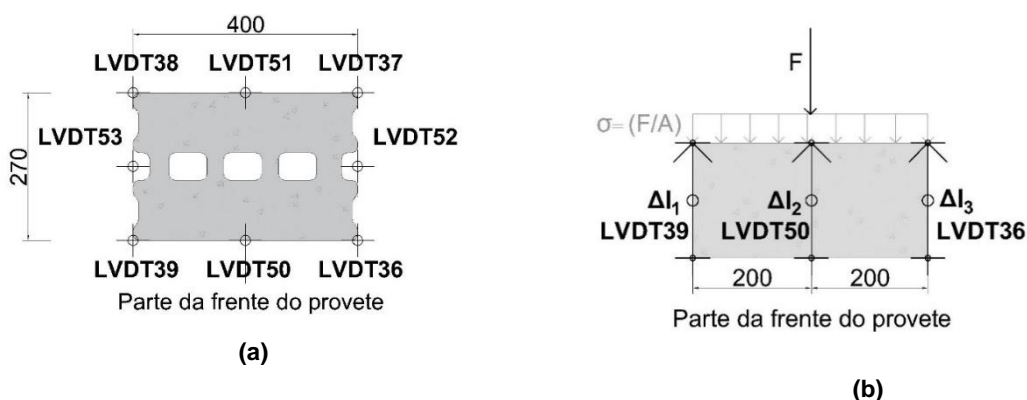


Fig. 5.17 - Esquema funcional do ensaio de caracterização mecânica à compressão simples de unidades de alvenaria: (a) Vista superior; (b) Alçado frontal (dimensões estão em mm).

O procedimento de ensaio foi o seguinte:

- Prepararam-se as superfícies dos blocos, removeram-se todos os sulcos e reentrâncias resultantes do fabrico dos blocos, humedeceram-se as faces devido à elevada capacidade

de absorção dos blocos e regularizaram-se as superfícies com argamassa, satisfazendo critérios de planeza e paralelismo;

- Armazenaram-se os provetes segundo a norma, para a condição “seco ao ar” [62];
- Limpam-se as faces da máquina de ensaio antes da colocação dos provetes;
- Montou-se o setup na máquina de ensaio e colocou-se o provete, com o auxílio de um empilhador, a placa metálica por cima, de forma a ficarem centrados com o centro do atuador hidráulico e planos (Fig. 5.15), o que foi garantido com o auxílio de um nível;
- Colocou-se a instrumentação, os transdutores de deslocamento, com a disposição apresentada na Fig. 5.17;
- Ajustou-se a célula de carga ao provete;
- Aplicou-se carga nos provetes, a uma velocidade de 0,02mm/s, sendo o princípio de não haver rotura em menos de um minuto após se ter chegado a metade da carga esperada satisfeito;
- Registaram-se continuamente os valores de carga aplicados e os deslocamentos sofridos pelos blocos em 8 pontos.

Para o ensaio de cada provete mediu-se:

- As dimensões dos provetes, em mm;
- Carga máxima $F_{i,máx}$ em Newtons com arredondamento a 10N;
- Deslocamento nos 8 pontos considerados e definidos na Fig. 5.17.

A argamassa utilizada na regularização das superfícies possuía resistência à compressão superior à do elemento de alvenaria e inferior a 30 N/mm².



Fig. 5.18 - Uso de suportes magnéticos para colocação dos LVDTs.

5.6.6. PROCESSAMENTO DE RESULTADOS

Determinou-se a resistência à compressão, f_i , através da equação (5.1.) sendo a resistência média à compressão, f , obtida a partir das resistências individuais e apresentada com um arredondamento a 0,1N/mm².

$$f_i = \frac{F_{máx}}{A_i} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (5.1.)$$

Sendo:

- $F_{i,max}$ – Carga máxima aplicada;
- A_i – Área do provete sujeita à carga ($A_i = l_s \times t_s$), representada na Fig. 5.19.

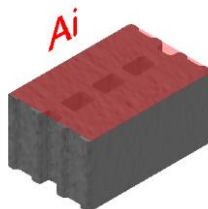


Fig. 5.19 - Área de aplicação da carga.

A resistência à compressão normalizada, f_b , foi calculada com o auxílio dos parâmetros existentes na norma EN 772-1, através da expressão:

$$f_b = m_c \times \delta \times f \quad (5.2.)$$

onde as variáveis representam o seguinte:

- m_c – Coeficiente multiplicador relacionado com o modo de armazenamento dos provetes;
- δ – Fator de forma de cada provete, determinado de acordo com o Anexo A da norma de ensaio NP EN 772-1;
- f – Resistência média à compressão, obtida através da média das resistências de cada provete.

Para obter-se a resistência à compressão normalizada, f_b , deve-se converter a resistência a uma resistência à compressão para a condição “seco ao ar” dos blocos de alvenaria, através da multiplicação da tensão por um fator de forma apresentado na Fig. 5.20. No caso dos ensaios realizados, como as condições de armazenamento dos blocos, foram “secos ao ar”, o valor a multiplicar era por 1,0.

para blocos condicionadas de acordo com 7.3.2 ou 7.3.4	1,0
para blocos condicionadas de acordo com 7.3.3	0,8
para blocos condicionadas de acordo com 7.3.5	1,2

Fig. 5.20 - Coeficientes multiplicadores de conversores (retirado de: [62]).

Os valores de δ a adotar, encontra-se apresentados na Fig. 5.21. Como a altura dos provetes era de 200mm, e a largura de 270mm, ou seja, superior a 250mm, o valor de δ a adotado foi de 1,10.

Altura ¹⁾ mm	Largura mm				
	50	100	150	200	≥250
40	0,80	0,70	-	-	-
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
≥250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

NOTA: É permitida a interpolação linear entre valores adjacentes do factor de forma.
¹⁾ altura após a preparação da superfície.

Fig. 5.21 - Fator de forma, δ , a aplicar para ter em conta as dimensões dos provetes após regularização das faces (retirado de: [62]).

O módulo de elasticidade foi calculado a partir do módulo secante da relação força-deslocamento de cada provete, para um intervalo de valores de $\frac{1}{10}$ da força máxima e $\frac{1}{3}$ da força máxima (equação (5.3)).

$$E_i = \frac{F_{i, \frac{1}{3}F_{máx}} - F_{i, \frac{1}{10}F_{máx}}}{\delta_{\frac{1}{3}F_{máx}} - \delta_{\frac{1}{10}F_{máx}}} \quad (N/mm^2) \quad (5.3.)$$

sendo:

- $F_{i, \frac{1}{3}F_{máx}}$ – Força correspondente a $\frac{1}{3}$ da força de rotura;
- $F_{i, \frac{1}{10}F_{máx}}$ – Força correspondente a $\frac{1}{10}$ da força de rotura;
- $\delta_{\frac{1}{3}F_{máx}}$ – Deslocamento para $\frac{1}{3}$ da força de rotura;
- $\delta_{\frac{1}{10}F_{máx}}$ – Deslocamento para $\frac{1}{10}$ da força de rotura.

5.6.7. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E MÓDULO DE ELASTICIDADE DE BLOCOS DE BETÃO

Com a realização de ensaios em 10 blocos de betão, através da aplicação de uma carga na superfície superior, regularizada, até à sua rotura, e de acordo com a norma NP EN 772-1 [62], calculou-se a resistência à compressão e o módulo de elasticidade das unidades de alvenaria.

5.6.8. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

Pesaram-se os provetes mediram-se todas as dimensões, obtendo-se as propriedades físicas apresentadas nas Tabela 5.1 e Tabela 5.2.

Tabela 5.1 - Propriedades geométricas dos blocos.

Bloco	
Comprimento (mm)	400
Altura (mm)	200
Largura (mm)	270
Área total (mm ³)	108000
Área vazios (mm ³)	41000
% furação	38%
n	62%

Tabela 5.2 - Massa e massa volúmica dos blocos ensaiados.

Lote:	Ensaio	Provete	Data de ensaio	Massa (kg)	Massa volúmica (kg/m ³)
1	Bloco 1	1	15/02/2016	25,305	377,687
	Bloco 2	2	15/02/2016	23,520	351,045
	Bloco 3	3	15/02/2016	25,205	376,194
	Bloco 4	4	23/12/2015	25,040	373,731
	Média (N/mm²)			24,8	369,7
	Desvio Padrão (N/mm²)			0,8	12,5
	C.V. (%)			3,4	3,4
2	Bloco 1	1	15/02/2016	23,470	350,299
	Bloco 2	2	15/02/2016	24,520	365,970
	Bloco 3	3	15/02/2016	25,020	373,433
	Bloco 4	4	15/02/2016	25,870	386,119
	Bloco 5	5	15/02/2016	24,195	361,119
	Bloco 6	6	11/02/2016	24,245	361,866
	Média (N/mm²)			24,6	366,5
	Desvio Padrão (N/mm²)			0,8	12,2
	C.V. (%)			3,3	3,3

Através da realização de um ciclo de carga até à rotura em cada bloco e com o controlo com recurso à instrumentação adequada, foi possível determinar os gráficos força em função de deslocamento apresentados neste subcapítulo para todos os provetes ensaiados.

Relativamente aos ensaios dos blocos do lote 1, obtiveram-se os resultados apresentados na Fig. 5.22. A tensão máxima que cada provete atingiu é visível, nesta figura, havendo uma ligeira variação dos valores máximos. O gráfico do bloco 1 apresenta uma zona em que a carga é constante, quando próxima dos 1 N/mm², aumentando a extensão, o que significa que ocorreu abertura de fendas, mas houve um rearranjo interno que permitiu o provete suportar mais carga.

A partir dos ensaios dos blocos do lote 2, obtiveram-se as curvas tensão-extensão da Fig. 5.23. Para os blocos do segundo lote também é visível a variabilidade da tensão de rotura de cada bloco.

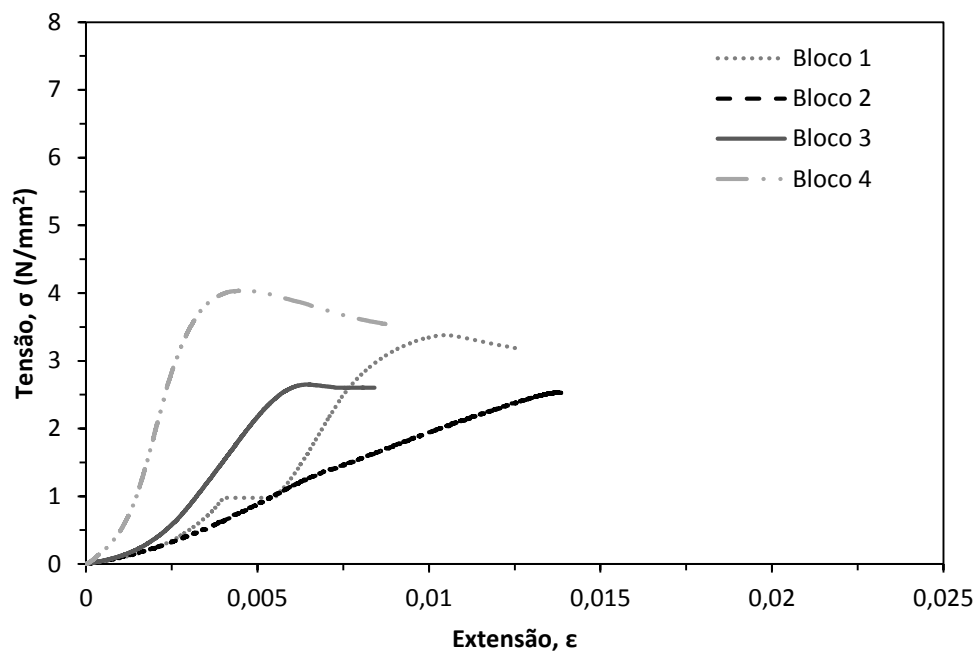


Fig. 5.22 - Relação tensão-extensão dos blocos de betão do lote 1.

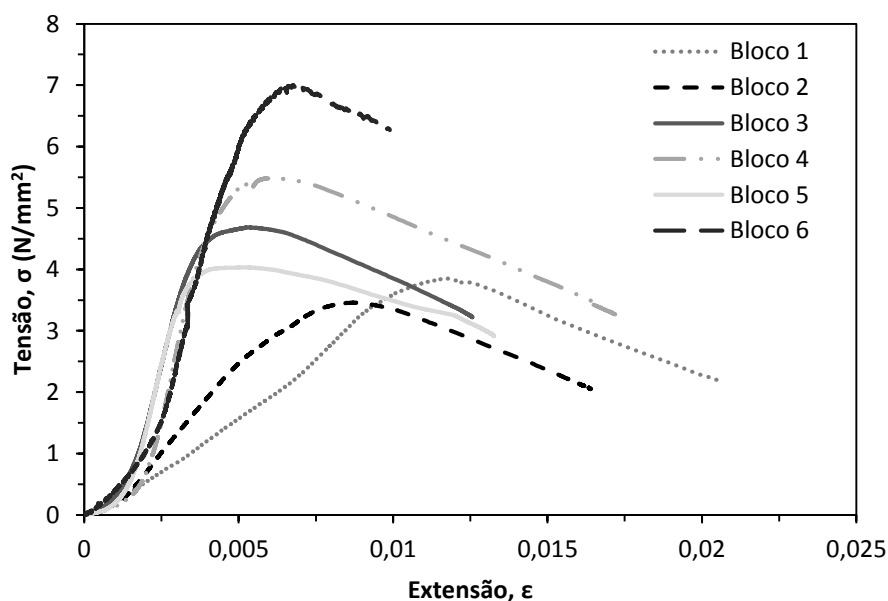


Fig. 5.23 - Relação tensão versus extensão dos blocos de betão do lote 2.

A partir dos valores da força aplicada nos blocos registados e dos deslocamentos, calcularam-se os parâmetros exibidos na Tabela 5.3, entre eles a resistência à compressão dos provetes, f_i , a resistência média dos blocos e o módulo de elasticidade, E . Na Tabela 5.4 estão representados os valores da resistência à compressão normalizada, f_b obtida.

Tabela 5.3 – Resultados obtidos relativamente à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade dos blocos.

Lote	Provete	$F_{m\acute{a}x}$ (N)	f_i (N/mm ²)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$ (mm/mm)	E (N/mm ²)
1	Bloco 1	364862	3,4	3,88E-02	239,3
	Bloco 2	286224	2,7	2,58E-02	448,7
	Bloco 3	436078	4,0	3,32E-02	1173,5
	Bloco 4	274860	2,5	1,39E-02	214,6
	Média (N/mm²)	269023	3,1	0,03	519,1
	Desvio Padrão (N/mm²)	190913,5	0,7	0,01	448,8
	C.V. (%)	22,3	22,3	38,6	86,5
2	Bloco 1	415991	3,9	1,39E-02	340,0
	Bloco 2	373431	3,5	3,74E-02	622,8
	Bloco 3	505920	4,7	1,26E-02	1300,3
	Bloco 4	592358	5,5	2,35E-02	1670,1
	Bloco 5	435541	4,0	1,33E-02	1444,6
	Bloco 6	468952	4,3	1,47E-02	741,1
	Média (N/mm²)	465366	4,3	0,02	1019,8
	Desvio Padrão (N/mm²)	76894,7	0,7	0,01	525,3
	C.V. (%)	16,5	16,5	50,8	51,5

Tabela 5.4 - Resistência à compressão normalizada.

Lote	m_c	δ	F_b (N/mm ²)
1	1,0	1,1	3,5
2			4,7

5.6.9. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

De modo a facilitar a análise dos resultados elaborou-se o quadro resumo apresentado na Tabela 5.5, com os valores médios, desvio padrão e coeficiente de variação das grandezas calculadas com a realização do ensaio de compressão dos blocos.

Relativamente aos blocos do primeiro lote (utilizados para construir os provetes para ensaio de resistência à compressão de alvenaria e compressão por corte de alvenaria), obteve-se uma resistência média de 3,1N/mm², e um coeficiente de variação de 22,3%, valor elevado pois há uma amplitude elevada de variação de valores da resistência sendo que para o bloco 4, a resistência à compressão é de 2,5N/mm² e a do bloco 3 é 4,0N/mm². A resistência normalizada possui o mesmo coeficiente de variação e o valor médio é de 3,5 N/mm², obtido através da média dos valores das resistências dos blocos, normalizados. O módulo de elasticidade possui um valor médio de 519,1N/mm² e um coeficiente de variação de 86,5%, valor bastante elevado, pois há uma grande variação dos valores do módulo de elasticidade, principalmente dos blocos 3 (1173,5 N/mm²) e 4 (214,6 N/mm²).

Após o ensaio dos blocos do lote 2 (utilizados na construção dos muretes para ensaio de resistência à flexão de alvenarias), obteve-se um valor médio da resistência à compressão de 4,3N/mm² e um coeficiente de variação de 16,5%, com uma variação de valores entre os 3,5N/mm² e os 5,5N/mm². O

valor médio da resistência à compressão normalizada é de $4,7\text{N/mm}^2$ e o valor médio do módulo de elasticidade é de $1019,8\text{ N/mm}^2$ com um coeficiente de variação de 51,5%, com valores que variam entre os 340N/mm^2 (bloco 1) e os $1670,1\text{N/mm}^2$ (bloco 4).

A resistência média à compressão dos blocos do lote 2 é aproximadamente $1,2\text{N/mm}^2$ superior à do lote 1, apesar da massa volúmica média dos blocos do lote 1 ($369,7\text{kg/m}^3$ com um coeficiente de variação de 3,4%) ser superior à dos blocos do lote 2 ($366,5\text{kg/m}^3$ e um coeficiente de variação associado de 3,5%).

É de referir que a amostra dos blocos do lote 1 é inferior à do lote 2, logo há menos resultados para atenuar os coeficientes de variação obtidos, por isso justifica-se o facto dos coeficientes de variação do lote 2 serem inferiores aos do lote 1.

Não havendo documentos de homologação dos blocos usados nos ensaios, a critério comparativo, compararam-se os valores das resistências obtidas com os valores das resistências dos blocos de S. Miguel apresentados na Tabela A.3, em anexo, em que todos os blocos independentemente da espessura, possuem uma resistência à compressão de $2,5\text{N/mm}^2$. Assim conclui-se que os valores médios das resistências à compressão de ambos os lotes são superiores ao valor médio da resistência à compressão dos blocos da ilha de São Miguel.

Tabela 5.5 - Quadro resumo dos parâmetros mecânicos obtidos no ensaio de resistência à compressão de blocos.

Lote	Propriedade mecânica	Grandeza Estatística	Unidades	Provetes
1	Resistência à compressão	Média	(N/mm ²)	3,1
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	0,7
		Coeficiente de variação	(%)	22,3
	Resistência à compressão normalizada	Média	(N/mm ²)	3,4
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	0,8
		Coeficiente de variação	(%)	22,3
	Módulo de elasticidade	Média	(N/mm ²)	519,1
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	448,8
		Coeficiente de variação	(%)	86,5
2	Resistência à compressão	Média	(N/mm ²)	4,3
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	0,7
		Coeficiente de variação	(%)	16,5
	Resistência à compressão normalizada	Média	(N/mm ²)	4,7
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	0,8
		Coeficiente de variação	(%)	16,5
	Módulo de elasticidade	Média	(N/mm ²)	1019,8
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	525,3
		Coeficiente de variação	(%)	51,5

Pode-se, portanto, concluir que há uma grande variabilidade das propriedades mecânicas dos blocos de betão produzidos por esta empresa do Faial, logo o rigor de fabrico dos blocos características não é elevado.

5.6.10. DANO FINAL E CONCLUSÕES

Neste subcapítulo apresentam-se as figuras com a fissuração após a rotura dos blocos ensaiados no LABEST e no LESE.

Ao analisar-se as fotografias do dano final representadas nas figuras seguintes, pode-se concluir que a rotura por compressão dos blocos de betão se dá principalmente pelos cantos destes, apesar de haver alguma fissuração pela zona dos septos.



Fig. 5.24 - Bloco 1, Lote 1.



Fig. 5.25 - Bloco 2, Lote 1.



Fig. 5.26 - Bloco 3, Lote 1.



Fig. 5.27 - Bloco 1, Lote 2.



Fig. 5.28 - Bloco 2, Lote 2.



Fig. 5.29 - Bloco 3, Lote 2.



Fig. 5.30 - Bloco 4, Lote 2.



Fig. 5.31 - Bloco 5, Lote 2.



Fig. 5.32 - Bloco 6, Lote 2.

5.7. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS ARGAMASSAS DE ASSENTAMENTO

Com a realização do ensaio de determinação de resistência à flexão e à compressão simples de argamassas, que seguiu a linha de pensamento apresentada na norma EN 1015-11 [63], pretende-se conhecer melhor as propriedades mecânicas das argamassas criadas a partir de cimento utilizado na ilha do Faial e restantes ilhas do grupo central, de modo a ter uma melhor perceção do seu comportamento em paredes de alvenaria.

Na construção dos muretes de alvenaria para ensaio à compressão simples recolheu-se uma amostra de argamassa, em que cada amostra de argamassa era composta por três paralelepípedos conforme a norma. Na construção dos provetes de alvenaria para ensaio à compressão diagonal do tipo I, recolheu-se duas amostras de argamassa tipo A, e no caso dos provetes para o mesmo ensaio do tipo II, recolheu-se uma amostra de argamassa tipo B. Dos muretes para ensaio à flexão segundo uma

direção paralela às juntas horizontais recolheram-se duas amostras de argamassa e dos muretes para ensaio à flexão segundo uma direção perpendicular às juntas horizontais recolheram-se também duas amostras.

5.7.1. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO E À COMPRESSÃO

O ensaio para determinação da resistência à flexão, f_f , consiste na aplicação de carga, de forma gradualmente crescente, no centro de um provete assente sobre dois apoios cilíndricos laterais até este atingir a rotura por flexão. Através do registo da carga máxima, a carga para a qual ocorre a rotura, é possível calcular a resistência à flexão [63].

Para o ensaio para determinação da resistência à flexão, foi necessário fazer uma recolha contínua de argamassa ao longo de todos os ensaios. Recolheu-se uma amostra de 3 provetes de argamassa por cada argamassa fresca necessária à construção dos provetes.

Por sua vez, a determinação da resistência das argamassas à compressão, f_m , é feita com base no ensaio que consiste na aplicação de uma carga de compressão na secção dos prismas resultantes do ensaio de determinação da resistência à flexão, seguindo a norma EN 1015-11:1999.

Este ensaio permitiu-nos avaliar a resistência média à flexão da argamassa, f_l , e à compressão, f_m , das argamassas usadas no preenchimento das juntas horizontais e verticais.

5.7.2. DEFINIÇÃO DOS PROVETES

A argamassa utilizada nos ensaios, foi produzida através da combinação de cimento, areia e água e as quantidades utilizadas foram de 18 litros de cimento, 72 litros de areia e 13,5 litros de água.

Como é referido na norma EN 1015-11 os provetes devem-se fazer em moldes paralelepípedicos de dimensões $40 \times 40 \times 160\text{mm}^2$ (largura x altura x comprimento) como pode-se ver na Fig. 5.33. Para cada argamassa produziram-se três provetes, o que corresponde ao número mínimo exigido.

Os provetes utilizados no ensaio para determinação da resistência à compressão, são os meios prismas resultantes do ensaio de rotura à flexão das argamassas, logo com dimensões aproximadamente de $40 \times 40 \times 80\text{mm}^3$ como pode-se ver na Fig. 5.33. A área a ensaiar é de $40 \times 40\text{mm}^2$.

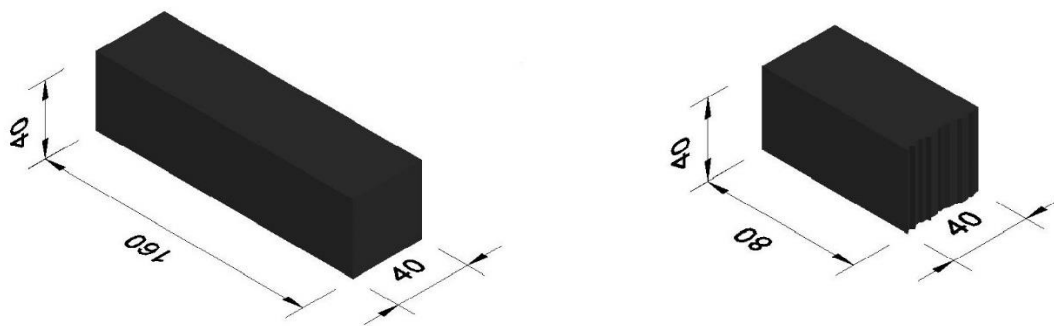


Fig. 5.33 - Dimensões dos provetes usados no ensaio de determinação: (a) Resistência à flexão; (b) Resistência à compressão (dimensões em mm).

5.7.3. SETUP EXPERIMENTAL

Como pode-se ver na Fig. 5.34 e Fig. 5.35, o provete foi colocado na máquina de ensaio, apoiado sobre dois elementos cilíndricos, que servem como apoios, sendo carregado na zona central até à sua rotura.

No caso do ensaio de compressão, os meios paralelepípedos resultantes do ensaio de flexão, são colocados na máquina de ensaio, com uma área de aplicação de carga de $40 \times 40 \text{ mm}^2$ (Fig. 5.36 e Fig. 5.37).



Fig. 5.34 - Equipamento e setup de ensaio à flexão.



Fig. 5.35 - Aplicação da força sobre o provete apoiado em dois apoios cilíndricos.



Fig. 5.36 - Setup de ensaio para determinação de resistência à compressão de provetes de argamassa.



Fig. 5.37 – Aplicação de carga de compressão no provete.

5.7.4. INSTRUMENTAÇÃO

Para a realização dos ensaios para determinação das resistências à flexão e compressão de argamassas produzidas para construção de provetes de alvenaria foram necessários os seguintes itens:

- Máquina de ensaio à compressão composta por um atuador hidráulico;
- Apoios metálicos (cilindros);
- Equipamento de aquisição de dados (e tratamento dos mesmos) e controlo do atuador hidráulico, existente no LABEST, composto por um computador com software do controlo do atuador e registo contínuo de dados recolhidos durante o ensaio.

5.7.5. METODOLOGIA

Para se determinar a resistência à flexão de argamassas, segundo a norma 1015-11 [63], foi necessário aplicar uma carga no centro do provete de argamassa apoiado em dois cilindros metálicos afastados de 100mm, como mostra a Fig. 5.38 (a) até se atingir a rotura do provete de argamassa.

Com os dois provetes resultantes da rotura de cada provete no ensaio de flexão, aplicou-se uma carga numa superfície de $40 \times 40 \text{ mm}^2$ até à rotura do provete (Fig. 5.38).

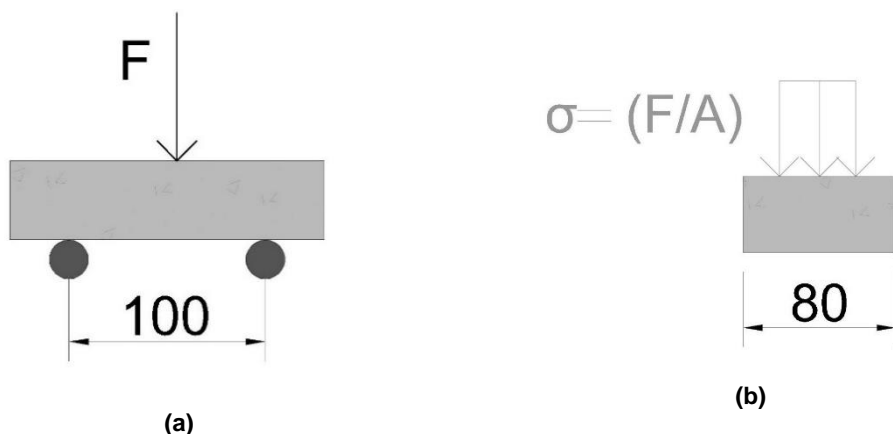


Fig. 5.38 - Esquema de ensaio: (a) Flexão; (b) Compressão (dimensões em mm).

De modo a poder-se proceder ao ensaio para determinação da resistência à flexão e compressão de argamassas utilizadas nos ensaios de caracterização de alvenaria, foi necessário seguir os seguintes passos:

- Antes de se efetuarem os provetes, foi necessário lubrificar as faces internas dos moldes;
- Os moldes foram preenchidos com uma camada de argamassa que em seguida foi compactada com 25 pancadas aplicadas com um recurso a um martelo, seguindo-se uma nova camada, aproximadamente igual à anterior, que sofreu a mesma compactação. Retirou-se o excesso de argamassa com o auxílio de uma espátula por forma a tornar a superfície superior lisa e ao mesmo nível que a parte superior do molde (Fig. 5.39 (a) e (b));
- De seguida cobriram-se os provetes com filme de polietileno, armazenando-os sob as condições indicadas na norma EN1015-11 [63] (Fig. 5.39 (c));



Fig. 5.39 - (a) Aplicação de óleo no molde metálico; (b) Compactação das camadas com um martelo; (c) Cobertura com filme de polietileno e identificação da amostra.

- Após a cura dos provetes de argamassa, tiraram-se estes do local de armazenamento, com as condições especificadas pela norma NP EN 1015-11, e efetuou-se a identificação de cada provete;

- Colocou-se o provete no setup de ensaio à flexão, como mostra a Fig. 5.34;
- Aplicou-se carga de forma contínua e crescente ao provete ao ritmo 0,01cm/s;
- A força de rotura, F , foi registada automaticamente pela máquina de ensaio;
- Colocou-se o provete (uma das metades resultantes do ensaio de flexão) no setup de ensaio à compressão (Fig. 5.36);
- Aplicou-se carga de forma contínua e crescente ao provete ao ritmo 0,01cm/s;
- A força de rotura, F , foi registada automaticamente pela máquina de ensaio.

5.7.6. PROCESSAMENTO DE RESULTADOS

A resistência à flexão pode ser calculada, f_f , com arredondamento a $0,05 \text{ N/mm}^2$, pela equação (5.4.).

$$f_f = 1,5 \frac{Fl}{bd^2} \quad (5.4.)$$

Sendo:

- F – Força máxima aplicada ou de rotura à flexão do provete (N);
- l – Distância entre os apoios (mm);
- b e d – Largura e espessura do prisma a ensaiar (em mm).

A resistência à compressão, f_c , pode ser calculada por:

$$f_c = \frac{F}{A} \quad (5.5.)$$

Em que as variáveis correspondem a:

- F – Força máxima aplicada ou de rotura à compressão do provete (N);
- A – Área de aplicação da carga (mm^2) (Fig. 5.40).

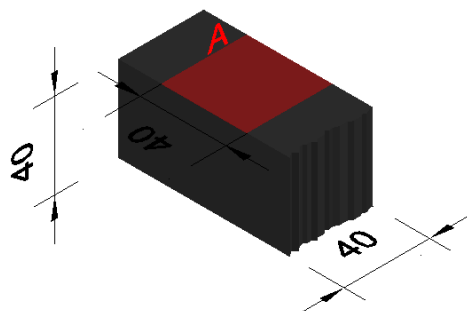


Fig. 5.40 - Área de aplicação da carga (dimensões em mm).

Ambas as resistências médias à flexão e à compressão são dadas pela média das resistências de cada provete, arredondadas a $0,1\text{N/mm}^2$. As resistências dos provetes são arredondadas a $0,05\text{N/mm}^2$.

5.7.7. RESISTÊNCIA À FLEXÃO E À COMPRESSÃO

A determinação da resistência à flexão, foi possível devido a uma campanha de ensaios de três provetes de alvenaria, com as características já referidas, e a determinação da resistência à compressão realizou-se com os ensaios a seis provetes de alvenaria resultantes do ensaio de flexão e de acordo com a norma de ensaio NP EN 1052-1 2002 [64].

5.7.8. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

Usando o equipamento adequado a este ensaio, obteve-se a resistência à flexão da argamassa usada nas ilhas do grupo central dos Açores, utilizando três provetes de argamassa, por cada dose de argamassa produzida na construção dos provetes para ensaio de provetes de alvenaria à compressão simples, compressão diagonal e flexão.

Após a campanha de ensaios em provetes de argamassas produzidos para determinação da resistência à flexão e à compressão, obtiveram-se os resultados apresentados de seguida. Dividiram-se os resultados segundo o tipo de provetes de alvenaria para os quais as argamassas foram produzidas.

Nas Fig. 5.41 e Fig. 5.42 estão representadas as curvas força-deslocamento obtidas para o ensaio para determinação da resistência à flexão e à compressão respetivamente, da argamassa usada na construção de provetes de alvenaria a serem usados nos ensaios de resistência à compressão de alvenarias.

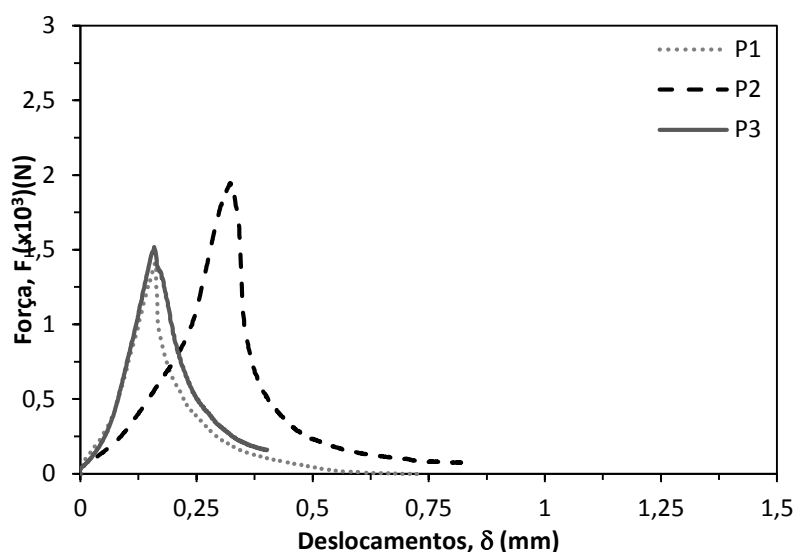


Fig. 5.41 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à flexão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à compressão simples.

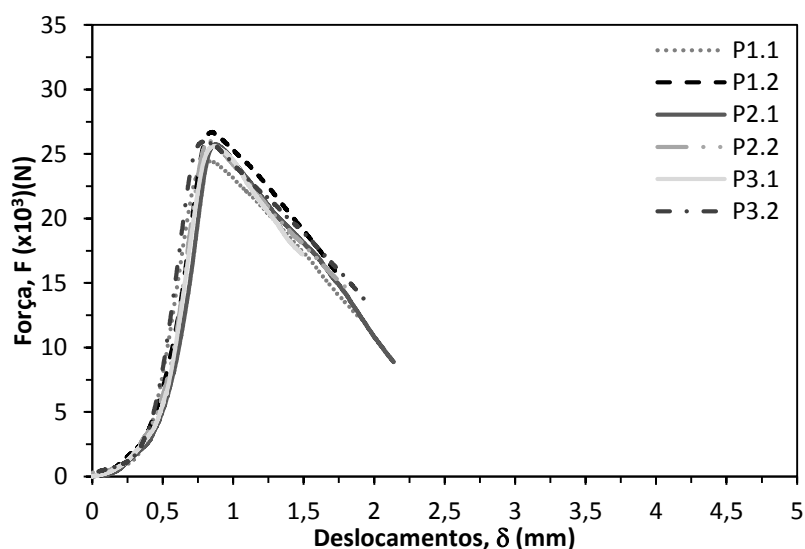


Fig. 5.42 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à compressão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à compressão simples.

A Fig. 5.43 representa o gráfico que relaciona as forças e os deslocamentos sofridos pelos provetes de argamassa quando sujeitos ao ensaio de flexão. Esta argamassa foi a utilizada para construção dos provetes de alvenaria, com fim de ensaiar à compressão diagonal, com a argamassa do tipo A, como foi necessário produzir duas argamassas para a construção completa dos provetes, existem 6 provetes diferentes. Na Fig. 5.44, apresenta-se para as mesmas argamassas, a curva de resposta força versus deslocamento, quando solicitadas ao ensaio de compressão.

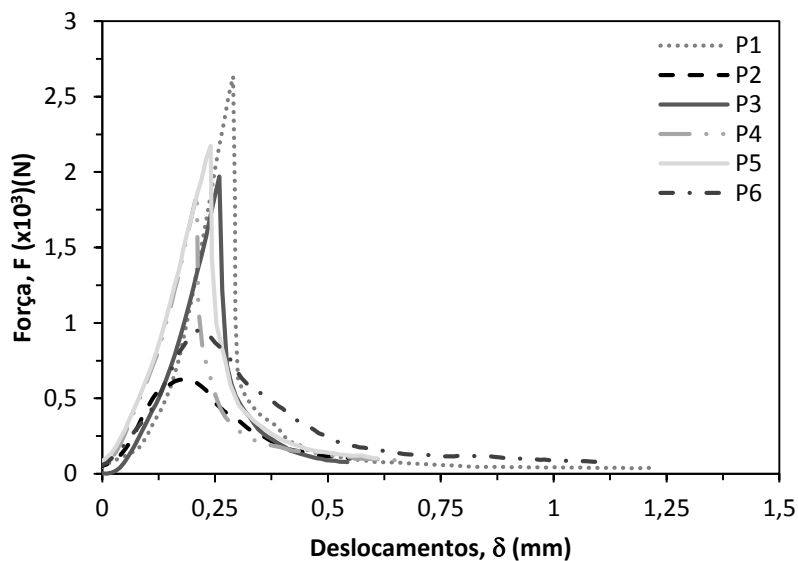


Fig. 5.43 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à flexão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à compressão diagonal (tipo A).

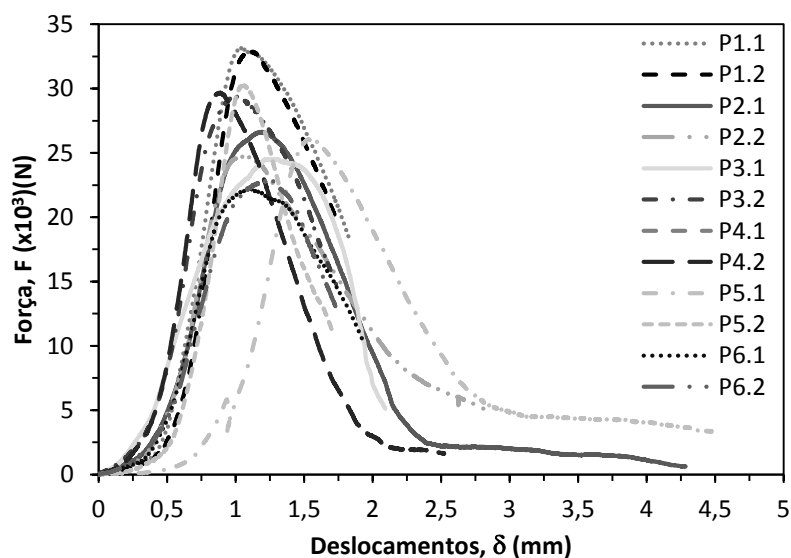


Fig. 5.44 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à compressão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à compressão diagonal (tipo A).

Relativamente aos provetes destinados aos ensaios compressão diagonal, construídos com a argamassa do tipo B, obtiveram-se as curvas de relação força versus deslocamento, expostas nas Fig. 5.45 e Fig. 5.46.

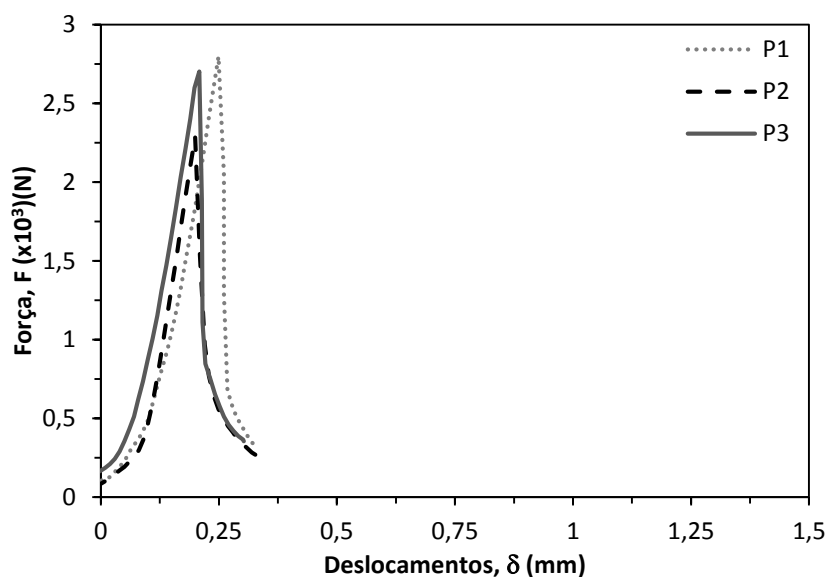


Fig. 5.45 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à flexão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à compressão diagonal (tipo B).

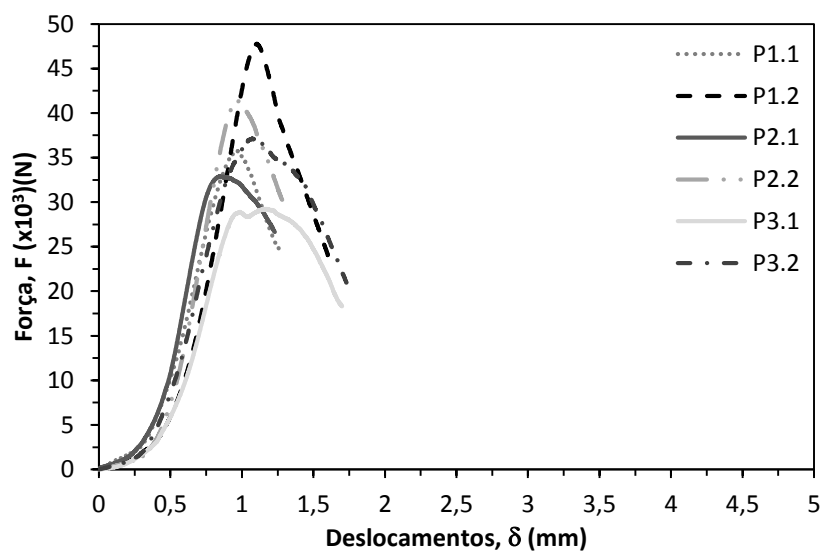


Fig. 5.46 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à compressão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à compressão diagonal (tipo B).

As argamassas usadas na construção dos provetes de alvenaria para ensaio à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento, apresentam a curva força em função de deslocamento apresentada na Fig. 5.47 resultante de ensaio à flexão. O gráfico da Fig. 5.48, apresenta esta relação, mas para os resultados obtidos quando as argamassas foram ensaiadas à compressão. Apresentam-se os resultados de 6 provetes, pois foram produzidas duas argamassas para construir todos os provetes.

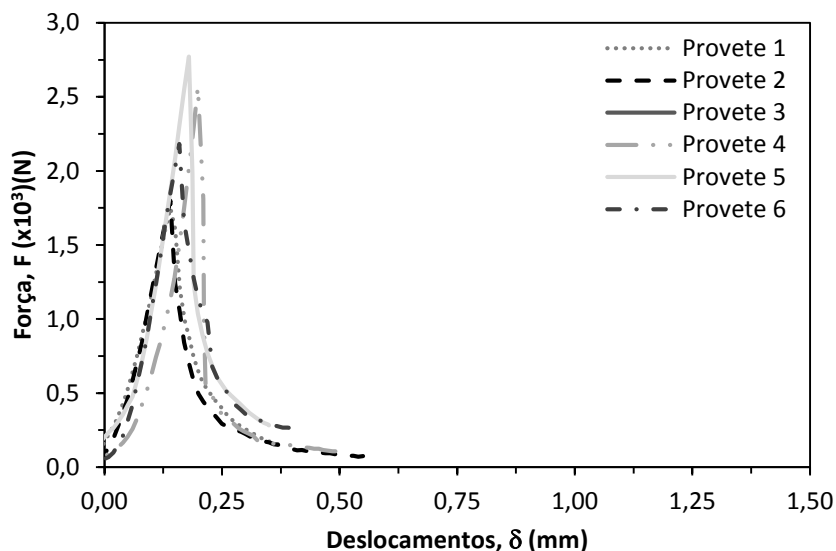


Fig. 5.47 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à flexão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à flexão segundo um plano paralelo às juntas horizontais.

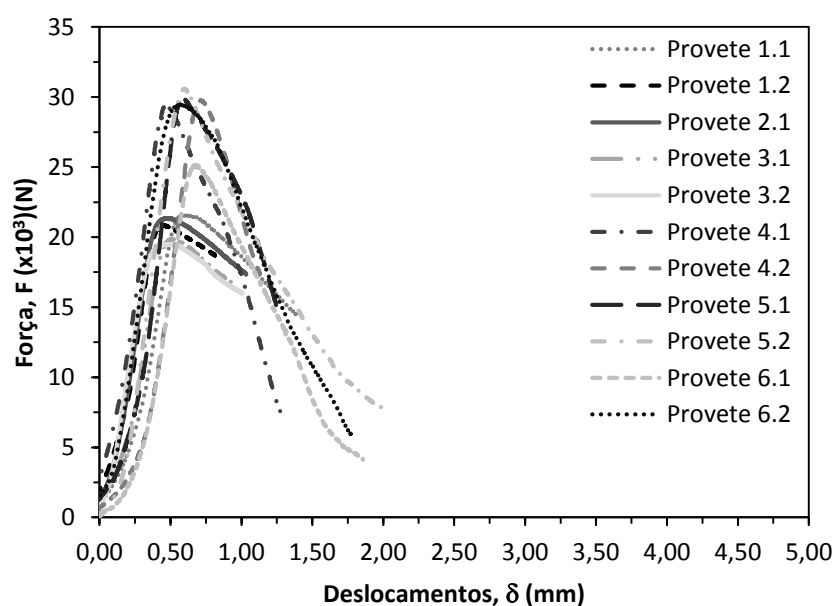


Fig. 5.48 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à compressão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à flexão segundo plano paralelo às juntas horizontais.

A Fig. 5.49 representa a curva força *versus* deslocamento, obtida para as argamassas produzidas para construir os provetes de alvenaria que seriam ensaiados à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais, quando sujeitas a um estado de flexão. As mesmas argamassas quando sujeitas ao ensaio de compressão, apresentam a curva de relação força/deslocamento representada na Fig. 5.50. Na construção dos provetes de alvenaria também foram necessárias duas argamassas, sendo que uma dessas argamassas restou da construção dos provetes para ensaio à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento e, portanto, foi considerada no estudo das argamassas utilizadas nos provetes para ensaio à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais.

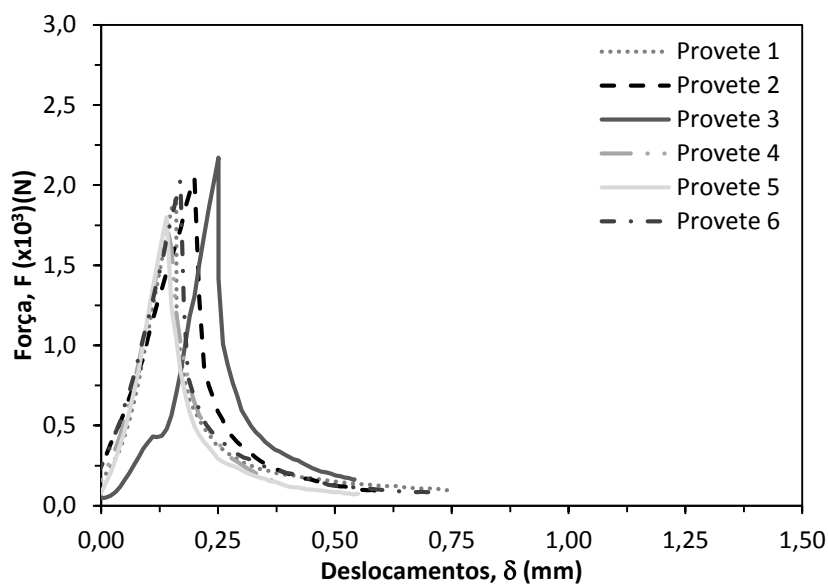


Fig. 5.49 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à flexão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais.

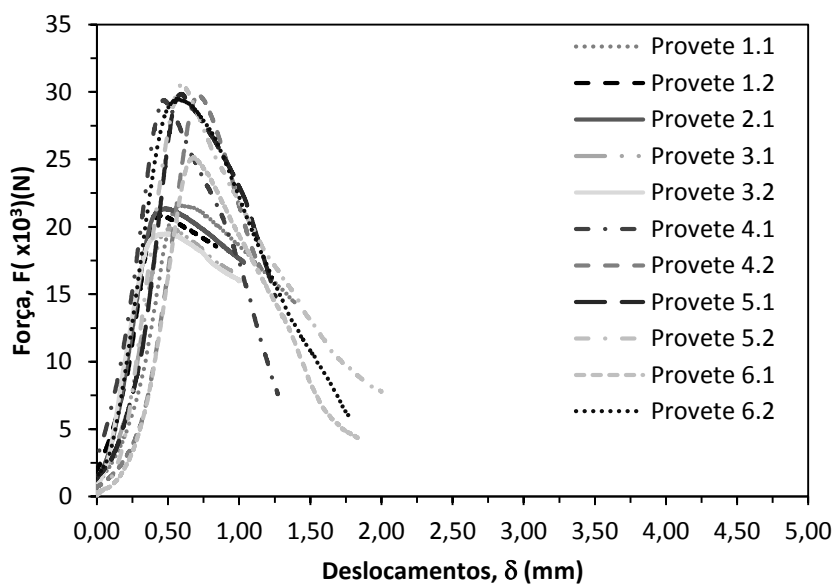


Fig. 5.50 - Curva da relação força-deslocamento da argamassa ensaiada à flexão, utilizada na construção de provetes de alvenaria para ensaio à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais.

Os valores de resistência à flexão dos provetes de argamassa, compressão, encontram-se representados nas Tabela 5.6, Tabela 5.7 e Tabela 5.8.

Tabela 5.6 – Características das argamassas usadas nos provetes para ensaio à compressão simples.

Finalidade da argamassa	Data de ensaio	Provete	f _{i,flexão} (N/mm ²)	Provete	f _{i,compressão} (N/mm ²)
Ensaio de resistência à compressão de alvenarias	26/01/2016	1	3,31	1.1	15,28
				1.2	16,70
		2	4,57	2.1	16,09
				2.2	16,27
		3	3,56	3.1	16,01
				3.2	16,26
		Média (N/mm ²)		3,8	16,1
		Desvio Padrão (N/mm ²)		0,7	0,5
		C. V. (%)		17,5	2,9

Tabela 5.7 – Características das argamassas usadas nos provetes para ensaio à compressão diagonal.

Tabela 9.7 – Características das argamassas usadas nos provetes para ensaio à compressão diagonal						
Finalidade da argamassa	Data de ensaio	Provete	$f_{i,flexão}$ (N/mm ²)	Provete	$f_{i,compressão}$ (N/mm ²)	
Ensaio de resistência à tração por compressão diagonal de alvenarias	15/02/2016	1	4,35	1.1	16,56	
				1.2	18,55	
		2	5,10	2.1	16,30	
				2.2	18,90	
		3	2,23	3.1	13,89	
				3.2	14,30	
		4	6,18	4.1	20,72	
				4.2	20,54	
		5	1,47	5.1	16,65	
				5.2	15,48	
		6	4,62	6.1	15,33	
				6.2	18,36	
	Tipo A	Média (N/mm ²)		4,0	17,1	
		Desvio Padrão (N/mm ²)		1,8	2,3	
		C. V. (%)		44,8	13,3	
	16/02/2016	1	6,56	1.1	22,34	
				1.2	29,86	
		2	5,36	2.1	20,58	
				2.2	25,85	
		3	6,33	3.1	18,28	
				3.2	23,20	
		Tipo B	Média (N/mm ²)		6,1	23,4
			Desvio Padrão (N/mm ²)		0,6	4,1
C. V. (%)			10,5	17,5		

Tabela 5.8 - Características das argamassas usadas nos provetes para ensaio à flexão.

Finalidade da argamassa	Data de ensaio	Provete	f _{i,flexão} (N/mm ²)	Provete	f _{i,compressão} (N/mm ²)	
Ensaio de flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais	08/03/2016	1	4,10	1.1	13,50	
				1.2	13,04	
		2	4,22	2.1	13,35	
				2.2	12,43	
		3	4,76	3.1	12,19	
				3.2	11,58	
		4	6,01	4.1	19,36	
				4.2	18,61	
		5	6,50	5.1	18,67	
				5.2	19,11	
		6	5,11	6.1	15,73	
				6.2	18,44	
		Média (N/mm ²)			5,1	15,5
		Desvio Padrão (N/mm ²)			1,0	3,1
		C. V. (%)			18,9	20,1
Ensaio de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais	08/03/2016	1	4,51	1.1	12,50	
				1.2	13,49	
		2	4,79	2.1	13,01	
				2.2	12,67	
		3	5,09	3.1	14,12	
				3.2	12,50	
		4	4,10	4.1	13,50	
				4.2	13,04	
		5	4,22	5.1	13,35	
				5.2	12,43	
		6	4,76	6.1	12,19	
				6.2	11,58	
		Média (N/mm ²)			4,6	12,9
		Desvio Padrão (N/mm ²)			0,4	0,7
		C. V. (%)			8,2	5,4

5.7.9. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Na Tabela 5.9 apresenta-se um quadro resumo dos parâmetros calculados com a realização do ensaio de flexão e compressão de argamassas, segundo a norma EN 1015-11, assim como os valores do desvio padrão e coeficiente de variação de cada parâmetro calculado.

Observando-se os resultados relativos ao comportamento mecânico das argamassas usadas na construção dos provetes de alvenaria, pode-se ver que:

- As argamassas produzidas para a construção de provetes de alvenaria, com fim serem ensaiados à compressão, possuem uma resistência média à flexão de $3,8\text{N/mm}^2$, com um coeficiente de variação de 17,5%, uma resistência à compressão média de $16,1\text{N/mm}^2$, com coeficiente de variação de 2,9%.
- O valor médio da resistência à flexão de argamassas do tipo A feitas para construir provetes de alvenaria para ensaio ao corte, é de $4,0\text{N/mm}^2$, com um coeficiente de variação de 44,8% e uma resistência média à compressão de $17,1\text{ N/mm}^2$, com um coeficiente de variação associado de 13,3%. Relativamente à argamassa do tipo B, o valor médio da resistência à flexão é de $6,1\text{N/mm}^2$, com um coeficiente de variação de 10,5% e o valor médio da resistência à compressão é de $23,4\text{ N/mm}^2$, com um coeficiente de variação de 17,5%. Os valores de ambas as resistências para as argamassas do tipo B são superiores, como seria de esperar às do tipo A, pois na sua composição. A resistência média à flexão da argamassa do tipo B é 1,53 vezes superior à do tipo A e a resistência média à compressão da argamassa do tipo B é cerca de 1,37 vezes superior.
- As argamassas produzidas para a construção de provetes de alvenaria para ensaio à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas, possuem uma resistência média à flexão de $5,1\text{N/mm}^2$, com um coeficiente de variação de 18,9% e uma resistência média à compressão de $15,5\text{ N/mm}^2$ e um coeficiente de variação de 20,1%.
- Para os ensaios de flexão de alvenaria à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais, produziram-se argamassas com uma resistência média à flexão de $4,6\text{N/mm}^2$, com um coeficiente de variação de 8,2%, e uma resistência média à compressão de $12,9\text{N/mm}^2$ com um coeficiente de variação de 5,4%.

Pode-se concluir que os valores de ambas as resistências de argamassas do mesmo tipo, medidas segundo a norma de ensaio NP1015-11, possuem valores semelhantes entre si, com ligeiras variações associadas a questões humanas e erros de medições das quantidades de materiais a utilizar na produção de argamassas, apesar de se ter tido o cuidado de ser o mais rigoroso possível no controlo de qualidade de produção das argamassas.

Tabela 5.9 - Quadro resumo das principais propriedades mecânicas determinadas no ensaio de argamassas à flexão e à compressão.

Finalidade da argamassa	Propriedade mecânica	Grandeza Estatística	Unidades	Provetes
Ensaio de resistência à compressão de alvenarias	Resistência à flexão	Média	(N/mm ²)	3,8
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	0,7
		Coeficiente de variação	(%)	17,5
	Resistência à compressão	Média	(N/mm ²)	16,1
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	0,5
		Coeficiente de variação	(%)	2,9
Ensaio de resistência à tração por compressão diagonal de alvenarias	Tipo A - Resistência à flexão	Média	(N/mm ²)	4,0
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	1,8
		Coeficiente de variação	(%)	44,8
	Tipo A - Resistência à compressão	Média	(N/mm ²)	17,1
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	2,3
		Coeficiente de variação	(%)	13,3
	Tipo B - Resistência à flexão	Média	(N/mm ²)	6,1
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	0,6
		Coeficiente de variação	(%)	10,5
	Tipo B - Resistência à compressão	Média	(N/mm ²)	23,4
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	4,1
		Coeficiente de variação	(%)	17,5
Ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais	Resistência à flexão	Média	(N/mm ²)	5,1
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	1,0
		Coeficiente de variação	(%)	18,9
	Resistência à compressão	Média	(N/mm ²)	15,5
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	3,1
		Coeficiente de variação	(%)	20,1
Ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais	Resistência à flexão	Média	(N/mm ²)	4,6
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	0,4
		Coeficiente de variação	(%)	8,2
	Resistência à compressão	Média	(N/mm ²)	12,9
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	0,7
		Coeficiente de variação	(%)	5,4

5.7.10. DANO FINAL E CONCLUSÕES

Neste subcapítulo mostram-se algumas fotografias do dano final do ensaio de resistência à flexão de argamassas e do ensaio de resistência à compressão como se pode ver na Fig. 5.51. Nas Fig. 5.51 (a) e (b) é visível a fendilhação do provete de argamassa, quando sujeito a esforço de flexão, aproximadamente a meio do seu comprimento. Na Fig. 5.51 (c) e (d) pode-se ver que os provetes após o ensaio de compressão apresentam uma maior fendilhação por esmagamento. Nesta Fig. 5.51 (c) é também visível a identificação da amostra, reproduzida para todas as argamassas, de modo relacionar-se a argamassa com o tipo de provetes de alvenaria em que foram utilizadas.

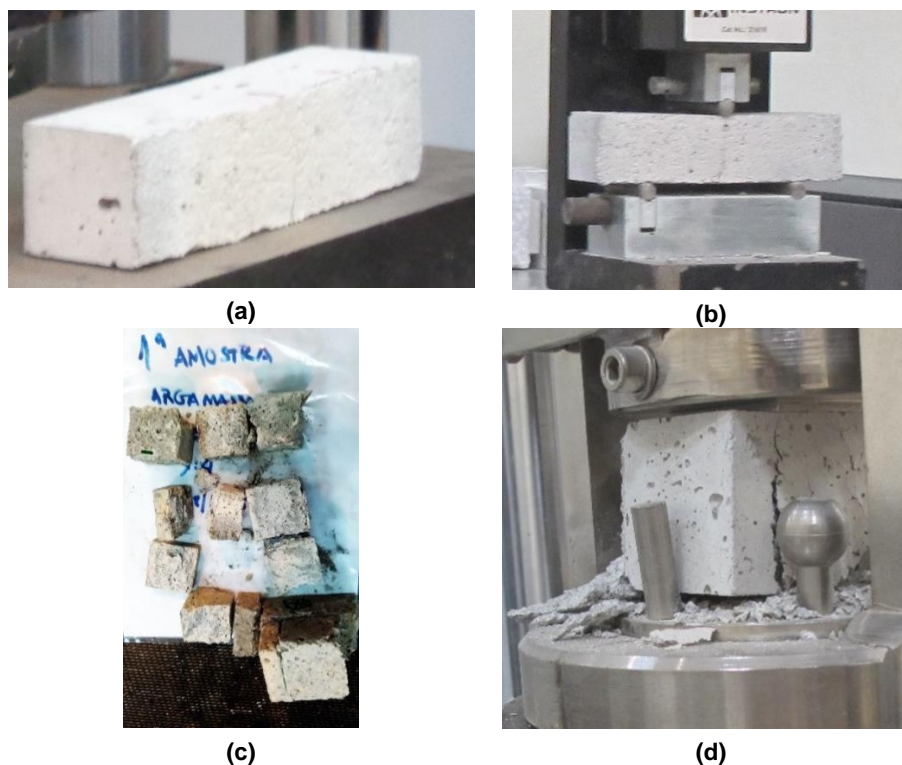


Fig. 5.51 – Provetes de argamassa: (a) e (b) Após a rotura por flexão; (c) e (d) Após a rotura por compressão.

5.8. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE ALVENARIA

De modo a compreender-se o comportamento da alvenaria de bloco de betão quando inserida nos sistemas estruturais dos edifícios, importa avaliar um conjunto de propriedades mecânicas. Com a caracterização mecânica das alvenarias açorianas, feita a partir de ensaios em provetes de alvenaria, é possível estudar e avaliar as propriedades da alvenaria de blocos de betão. Estes provetes conseguem representar os painéis de alvenaria existentes nos edifícios, sendo possível ter-se uma melhor noção do seu comportamento mecânico.

A solução de alvenaria desenvolvida e estudada neste subcapítulo, encontra-se enquadrada num dos tipos de alvenaria mais utilizada na ilha do Faial (parede simples com bloco de 27), com as soluções construtivas descritas em 5.5.

As argamassas e unidades de alvenaria utilizadas na construção dos provetes foram devidamente identificadas e caracterizadas. Para os quatro tipos de ensaios de caracterização mecânica, foram usados os provetes do tipo murete, com as quantidades, e características resumidas na Tabela 5.10, cujos ensaios permitem avaliar as características mecânicas das envolventes dos edifícios com três ou mais pisos, alvo deste estudo.

Tabela 5.10 - Características dos provetes de alvenaria de bloco de betão.

Ensaio	Quantidade de provetes	Componente	Características
Ensaio à compressão simples	3	Unidades de alvenaria	Bloco de betão (1ª amostra), de furação vertical, com $40 \times 20 \times 27 \text{ cm}^3$
		Argamassa	Argamassa produzida com cimento CEM II B-L 32,5 N
Ensaio à compressão diagonal (tipo I)	3	Unidades de alvenaria	Bloco de betão (1ª amostra), de furação vertical, com $40 \times 20 \times 27 \text{ cm}^3$
		Argamassa	Argamassa produzida com cimento CEM II B-L 32,5 N
Ensaio à compressão diagonal (tipo II)	3	Unidades de alvenaria	Bloco de betão (1ª amostra), de furação vertical, com $40 \times 20 \times 27 \text{ cm}^3$
		Argamassa	Argamassa produzida com cimento CEM II/A-L 42,5R
Ensaio à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais	5	Unidades de alvenaria	Bloco de betão (1ª amostra e 2ª), de furação vertical, com $40 \times 20 \times 27 \text{ cm}^3$
		Argamassa	Argamassa produzida com cimento CEM II B-L 32,5 N
Ensaio à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais	5	Unidades de alvenaria	Bloco de betão (1ª amostra e 2ª), de furação vertical, com $40 \times 20 \times 27 \text{ cm}^3$
		Argamassa	Argamassa produzida com cimento CEM II B-L 32,5 N

5.8.1. CONSTRUÇÃO DOS PROVETES

Os provetes foram construídos no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estruturas (LESE) da FEUP. A sua cura foi feita no ambiente do laboratório, sem controlo de temperatura e humidade até ao ensaio. Começou-se por produzir a argamassa segundo os critérios descritos em 5.5.2.



Fig. 5.52 - Betoneira (processo mecânico) para misturar a argamassa.

Teve-se em atenção aspetos construtivos importantes a ter em conta, referidos nas normas dos ensaios efetuados, tais como ter o cuidado de se realizar a construção dos provetes sobre uma área horizontal, e assegurar que todas as superfícies de cada provete fossem planas, paralelas entre si e perpendiculares ao eixo principal do provete.

Os provetes foram construídos sobre uma camada de plástico colocado no chão do laboratório (Fig. 5.53 (a)), iniciando-se com uma camada de regularização de cerca de 1,5 cm, visto que, a superfície dos blocos era bastante irregular, seguindo-se pelo assentamento de blocos, enchimento das juntas verticais, colocação de argamassa na junta de assentamento, de aproximadamente 1,5 cm de espessura, seguindo-se de uma nova camada de blocos e assim sucessivamente. Em todos os provetes preencheram-se as juntas verticais das faces exteriores com argamassa. Apenas para os provetes para ensaio de resistência à compressão, no final da sua construção foi colocada uma camada de regularização por cima do provete (Fig. 5.53 (c)), de modo a que estes ficassem em pleno contacto com o atuador hidráulico.



Fig. 5.53 - (a) Enchimento das juntas verticais; (b) Assentamento do bloco na argamassa, com o auxílio de um martelo; (c) Preenchimento das juntas verticais no final da construção do provete.

Para construção dos provetes foi necessário cortar alguns blocos a metade, processo que foi feito com o auxílio de uma rebarbadora (processos mecânicos) (Fig. 5.54 (a)), e após o corte, usou-se um martelo (processo manual) de modo a tirar os pedaços soltos de betão (Fig. 5.54 (b)) de modo a garantir melhor aderência à argamassa ao montar os provetes e não haver diminuição de resistência por haver pedaços de bloco soltos.



(a)



(b)

Fig. 5.54 (a) Uso de processos mecânicos para cortar os blocos; (b) Uso de processos manuais na face cortada do bloco.

Os provetes de alvenaria foram construídos com o aparelho de alvenaria referido em 5.5.3 e todas as fiadas foram niveladas com o auxílio de um nível (Fig. 5.55).



(a)



(b)

Fig. 5.55 - Uso de nível para alinhar todas as camadas dos provetes.

A amassadura da argamassa foi feita numa misturadora elétrica e utilizada logo após de modo a não perder consistência.

Os provetes para os ensaios de compressão diagonal (corte) e um provete de teste para ensaio de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais, produzidos com argamassa constituída por cimento CEM II/A-L 42,5R, foram construídos no dia 6 de Novembro de 2015.

Os provetes do ensaio de compressão simples e os de compressão diagonal, usando argamassa constituída por cimento CEM II/B-L 32,5N, foram construídos no dia 18 de Dezembro de 2015. Depois de construídos os provetes ficaram a repousar no laboratório até o dia de ensaio.



Fig. 5.56 - (a) Provete para ensaio de compressão diagonal (corte) em amostras de alvenaria, (após construção); (b) Provete para ensaio de resistência à compressão (após construção).

Os cinco provetes para ensaio resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais e três provetes para ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais, com cimento CEM II/B-L 32,5N, foram construídos no dia 20 de Janeiro de 2016. Os restantes dois provetes para ensaio resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais com a mesma argamassa, foram construídos no dia 21 de Janeiro de 2015.



Fig. 5.57- À esquerda os provetes para ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais (com 1 dia de idade), à direita os provetes para ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais (após construção).

Todo o processo de cura, esteve de acordo com o exigido nas normas dos respetivos ensaios dos diversos provetes, tendo-se o cuidado de impedir a dessecação dos provetes durante os três primeiros dias seguintes à sua construção.

5.9. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Este ensaio tem como objetivo determinar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade de alvenaria na direção perpendicular às juntas de assentamento, medindo-se a força de compressão, com velocidade constante, até à rotura do provete e a superfície dos provetes sujeita a carga.

O procedimento de ensaio de provetes para determinar a resistência à compressão, seguiu a norma de ensaio NP EN 1052-1 2002 [64].

5.9.1. DEFINIÇÃO DOS PROVETES

Segundo a EN 1052-1 – Método de ensaio para alvenarias. Parte 1: Determinação da resistência à compressão, o dimensionamento dos provetes, teve que ter em conta as condições impostas na Tabela 5.11. Os provetes foram construídos no dia 18 de Dezembro de 2015.

Os limites estabelecidos pela norma, expostos na Tabela 5.11, permitem que o comportamento dos provetes ensaiados em laboratório seja o mais representativo possível do comportamento mecânico de paredes reais, ou seja com maiores dimensões, assim como garantir que este comportamento não seja afetado significativamente por fenómenos de instabilidade elástica (encurvadura).

Tabela 5.11 - Dimensões dos provetes para determinação da resistência à compressão de alvenaria [62].

Dimensão da face do bloco		Dimensão do provete de alvenaria		
l_u (mm)	h_u (mm)	Comprimento (l_s)	Altura (h_s)	Espessura (t_s)
≤ 300	≤ 150	$\geq (2 \times l_u)$	$\geq 5 h_u$	$\geq 3 t_s$ e $\leq 15 t_s$ e $\geq l_s$
	> 150		$\geq 3 h_u$	
> 300	≤ 150	$\geq (1,5 \times l_u)$	$\geq 5 h_u$	$\geq t_u$
	> 150		$\geq 3 h_u$	

Nesta tabela a dimensão t_u corresponde à espessura da unidade de alvenaria (Fig. 5.58), h_u à sua altura e l_u ao seu comprimento, enquanto t_s corresponde à largura do provete (murete) de alvenaria (Fig. 5.59) h_s equivale à altura deste e l_s ao seu comprimento.

Assim tendo em consideração estas indicações, obtiveram-se as seguintes equações:

$$l_u = 400mm > 300mm \quad (5.6.)$$

$$h_u > 150mm \quad (5.7.)$$

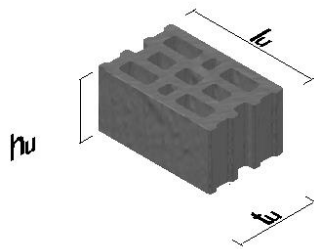


Fig. 5.58 - Unidade de alvenaria com dimensões discriminadas segundo a norma 1052-1.

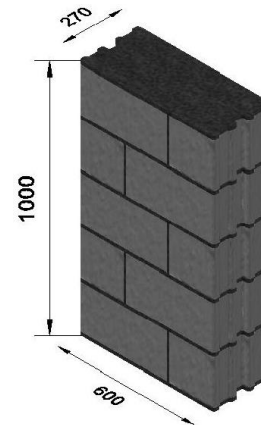


Fig. 5.59 - Provete de alvenaria para ensaio de resistência à compressão com dimensões escolhidas de acordo com a norma EN 1052-1 (dimensões em mm).

Logo pode-se determinar o comprimento através da equação (5.8.), a largura a partir da inequação (5.9.) e altura pela equação (5.10.).

$$l_s \geq 1,5l_u = 1,5 \times 400 = 600\text{mm} \quad (5.8.)$$

$$t_s \geq t_u \Leftrightarrow t_s \geq 270\text{mm} \quad (5.9.)$$

$$\begin{aligned} h_s &\geq 3t_s \bigwedge h_s \leq 15t_s \bigwedge h_s \geq l_s \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow h_s &\geq 3 \times 270 = 810\text{mm} \bigwedge h_s \leq 15 \times 270 = 4050\text{mm} \bigwedge h_s \geq 400\text{mm} \quad (5.10.) \\ \Rightarrow h_s &= 1000\text{mm} \end{aligned}$$

Portanto a solução adotada foi de 600 mm de comprimento, 1000 mm de altura e 270 mm de espessura. Foram construídos três provetes, valor mínimo exigido pela norma.

Para o ensaio de resistência à compressão, cada provete envolveu 5 fiadas de blocos e um total de 7,5 blocos.

5.9.2. SETUP EXPERIMENTAL

Como pode-se ver na Fig. 5.60, o provete é colocado no sistema de ensaio, centrado. Devido às grandes dimensões deste sistema, foi necessário recorrer a um conjunto de perfis metálicos para colocar o provete o mais centrado possível.



Fig. 5.60 - Exemplo do Setup de ensaio em laboratório de caracterização mecânica à compressão simples de alvenaria (parte da frente).

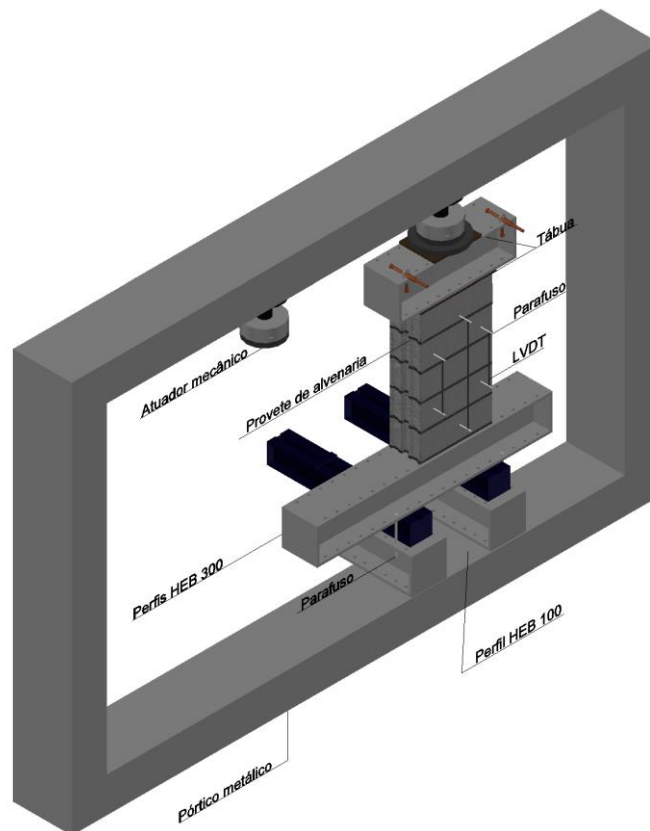


Fig. 5.61 - Perspetiva do Setup de ensaio de provetes para determinar a resistência à compressão.

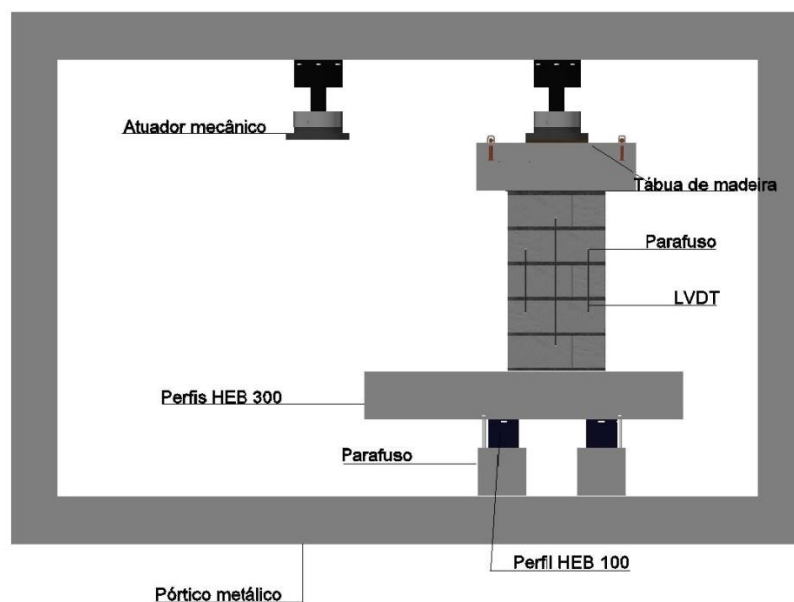


Fig. 5.62 – Alçado principal do Setup de ensaio de provetes para determinar a resistência à compressão.

5.9.3. INSTRUMENTAÇÃO

Para a realização deste ensaio, para além do material já referido (5.6.1) e indispensável à construção dos provetes, foi usado o seguinte equipamento de ensaio:

- Máquina de ensaio à compressão composta por um atuador hidráulico;
- Equipamento para medição de deformações, transdutores de deslocamento (LVDTs ou Linear Variable Displacement Transducers), que permitissem uma precisão das extensões obtidas na ordem de $\pm 25 \times 10^{-6}$;
- Equipamento de aquisição de dados (e tratamento dos mesmos) e controlo do atuador hidráulico, existente no LESE, composto por dois computadores com um programa chamado LabView.

Recorreu-se a um conjunto de perfis metálicos e parafusos de modo a criar o Setup mostrado nas Fig. 5.60, Fig. 5.61 e Fig. 5.62 e colocar o provete de alvenaria. A carga vertical foi distribuída no topo do provete através de um perfil metálico de grande rigidez (HEB 300) conforme ilustrado na Fig. 5.60.

Neste ensaio usou-se um atuador hidráulico com capacidade máxima de 1500 kN. Acoplado a este atuador, utilizou-se um sistema rotulado sob a célula de carga para acomodar possíveis desnivelamentos espúrios do provete, resultantes de irregularidades na construção. Houve um cuidado de se colocar um fio-de-prumo a meio do atuador, de modo a garantir que a carga vertical era aplicada no centro do provete e não havia excentricidade na seção transversal.

O sistema de controlo do atuador hidráulico do LESE não permite o controlo da força, como pedido na norma de ensaio para ensaios de provetes à compressão simples, na qual é referido que deve haver um aumento progressivo da carga para que a rotura ocorra entre os 15 e os 30 minutos após o início de aplicação da carga. Assim, como o sistema permite um controlo do deslocamento, garantiu-se de forma inversa essa condição.

Para registar a evolução dos deslocamentos verticais nos provetes (neste caso, de encurtamento) e relacioná-la com a carga aplicada a longo do tempo dos deslocamentos foram utilizados transdutores de deslocamento, os LVDTs, 4 nos lados (2 à frente e 2 atrás) e 2 ao centro (1 à frente e 1 atrás), que permitem leituras de deslocamentos sofridos pelo provete (Fig. 5.63 e Fig. 5.64).

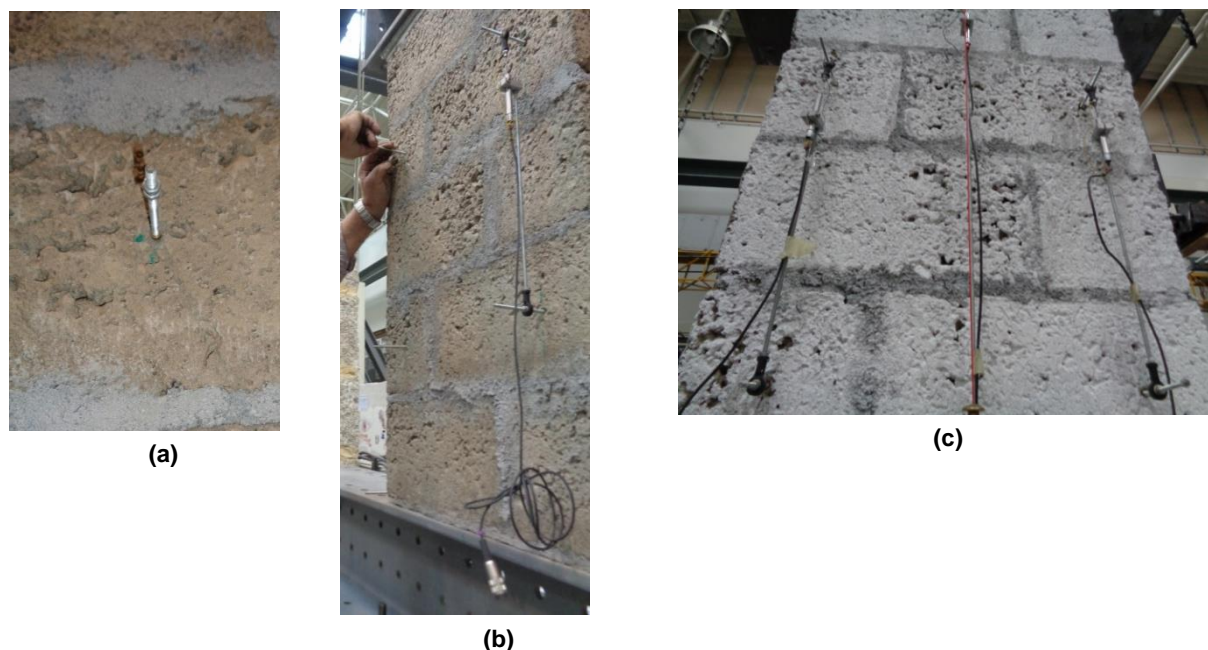


Fig. 5.63 - (a) Aplicação de parafuso de apoio ao LVDT; (b) Aplicação dos LVDTs no provete; (c) Aspeto final do provete com todos os transdutores de deslocamento.

Os transdutores de deslocamentos verticais no centro de cada provete, para além dos transdutores laterais exigidos na norma, visaram a verificação da redundância de resultados face aos previstos na norma. A posição dos transdutores manteve-se inalterada em todos os ensaios.

5.9.4. METODOLOGIA DE ENSAIO

Este ensaio, permitiu caracterizar o módulo de elasticidade, E , e caracterizar a curva de resposta força-deslocamento nos provetes de alvenaria.

O princípio fundamental do ensaio consiste na aplicação de uma carga uniformemente no topo e na base do provete. A carga deve ser aplicada perpendicularmente ao plano da base, topo e juntas de assentamento. Ao longo do ensaio para além da força aplicada foi medida também a deformação do provete em seis zonas (três na frente e três atrás) como mostra a Fig. 5.65.

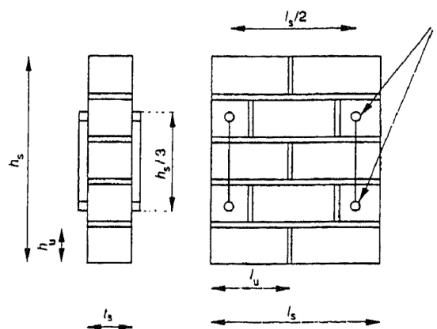


Fig. 5.64 – Correta aplicação dos sensores de deslocamento no provete de alvenaria segundo a norma NP EN 1052-1 2002.

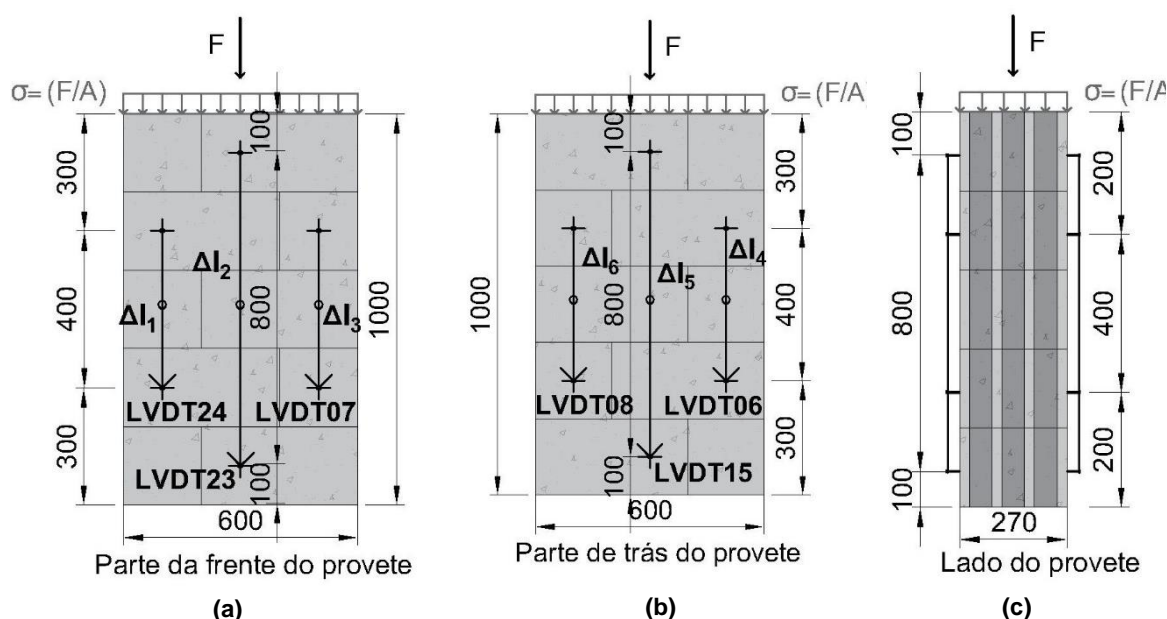


Fig. 5.65 - Esquema funcional do ensaio de caracterização mecânica à compressão simples e instrumentação utilizada (dimensões estão em mm).

O procedimento do ensaio de determinação da resistência à compressão foi o seguinte:

- Construíram-se os provetes em laboratório e esperou-se até à cura (27/28 dias);
- Pintaram-se os provetes de branco, de modo a que, as fendas fossem mais visíveis durante o ensaio;
- Montou-se um setup na máquina de ensaio à compressão, e colocou-se o provete na mesma, com o auxílio de um empilhador, ficando centrado com o atuador hidráulico (Fig. 5.60, Fig. 5.61, Fig. 5.62);
- Colocou-se a instrumentação, os LVDTs, no provete como se pode ver na Fig. 5.65, nas faces frontal e traseira;
- Ajustou-se a célula de carga ao provete;
- Aplicou-se carga nos provetes, a uma velocidade de 0,02mm/s, de modo a que a rotura se atingisse entre os 15 e 30 minutos após o início da aplicação da carga.
- Registou-se continuamente a carga aplicada, assim como as extensões em seis pontos dos provetes.
- Após rotura, marcaram-se as fendas ocorridas em cada provete.

Em cada ensaio, de cada provete, efetuaram-se as seguintes medições:

- Dimensão da secção do provete sujeita a carga, com exatidão de $\pm 1mm$;
- Carga máxima $F_{i,máx}$ em Newtons com arredondamento a 10N;
- Carga para a qual ocorreram fissuras visíveis;
- Intervalo de tempo desde o início da aplicação da carga até ser atingida a carga máxima;
- Distância entre os diversos pontos de leitura dos deslocamentos;

- Deslocamentos nos seis pontos considerados e definidos na Fig. 5.65.

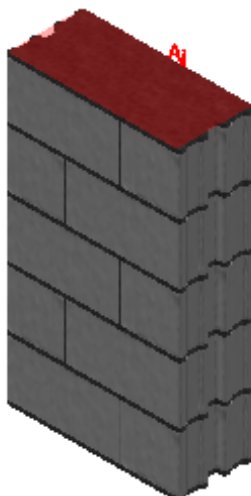


Fig. 5.66 - Área de implementação da carga no plano a vermelho (dimensões em mm).



Fig. 5.67 - Ajuste da célula de carga de modo a dar-se início ao ensaio.

5.9.5. PROCESSAMENTO DOS RESULTADOS

Calculou-se a resistência à compressão de cada provete de alvenaria, f_i com arredondamento a $0,1 \text{ N/mm}^2$ (ou MPa), usando a seguinte fórmula:

$$f_i = \frac{F_{i,max}}{A_i} \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (5.11.)$$

sendo:

- $F_{i,max}$ – Carga máxima aplicada;
- A_i – Área do provete sujeita à carga ($A_i = l_s \times t_s$), representada na Fig. 5.66.

A resistência característica dos provetes de alvenaria, f_k , foi calculada como sendo o menor dos

$$f_k \leq \begin{cases} \frac{f}{1,2} \\ f_{i,min} \end{cases} \quad (5.12.)$$

em que os parâmetros envolvidos correspondem a:

- f – Resistência média à compressão dos provetes de alvenaria;
- $f_{i,min}$ – Valor mínimo da resistência à compressão de um provete de alvenaria.

Todos os valores das resistências foram calculados com arredondamento a $0,1 \text{ N/mm}^2$.

A extensão, ε_j , é calculada a partir da equação (5.13.).

$$\varepsilon_j = \frac{d_j}{h_{dj}} \quad (5.13.)$$

sendo:

- d_j – Deslocamento medido pelo transdutor de deslocamento j (dos 4 colocados nas posições laterais e 2 extra no centro) para um terço da tensão máxima;
- h_{dj} – Comprimento entre os dois pontos de fixação do mesmo transdutor;

A média das extensões, ε_i , obteve-se de acordo com a equação (5.14.).

$$\varepsilon_i = \frac{\sum_{j=1}^4 \varepsilon_j}{4} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \varepsilon_4}{4} \quad (5.14.)$$

Em que:

- ε_{jmi} – Corresponde à média aritmética das extensões ε_j obtidas nos 4 transdutores (e no caso extra 2 transdutores centrais).

Para cada provete realizou-se o cálculo das tensões de compressão e das extensões medidas ao longo do ensaio, permitindo traçar a curva de tensão em função da extensão, a partir da qual se obteve o módulo de elasticidade secante, E_i , de cada provete, para a uma tensão igual a um terço da tensão máxima atingida e correspondente extensão média obtida das quatro medidas dos LVDTs laterais e para as duas medidas dos transdutores centrais. O módulo de elasticidade, E , foi calculado com arredondamento a $100N/mm^2$.

$$E_i = \frac{F_{i,max}}{3\varepsilon_i A_i} \quad (N/mm^2) \quad (5.15.)$$

5.9.6. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE

A determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade, foi possível devido a uma campanha de ensaios de 3 provetes de alvenaria, com as características referidas em 5.9.1, e de acordo com a norma de ensaio NP EN 1052-1 2002 [64].

5.9.7. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

Através do uso de instrumentação adequada ao tipo de ensaio em questão foi determinada a resistência à compressão da alvenaria de blocos em estudo. Um aspeto a ter em consideração na análise dos dados obtidos nos ensaios de compressão dos provetes, foi de acrescentar às forças o peso do perfil metálico que se encontrava entre o atuador hidráulico e o provete (Fig. 5.60).

Para se proceder à determinação da resistência à compressão, realizou-se um ciclo de carga até à rotura do provete, controlado através da instrumentação usada, podendo realizar-se os diagramas de forças versus deslocamentos, assim como tensões versus extensões. Nas Fig. 5.68 e Fig. 5.69, ilustra-se os

gráficos de forças *versus* deslocamentos (para os deslocamentos medidos nos lados e no centro do provete), sendo o valor do deslocamento apresentado nos gráficos a média dos 4 deslocamentos dos lados, no primeiro caso, e dos 2 deslocamentos centrais, no segundo. Nos gráficos é visível a força máxima atingida para cada provete, correspondente à sua rotura. Ao longo dos gráficos observa-se várias pequenas quebras de força ao longo do ensaio, o que se deve ao facto da abertura de diversas fissuras e roturas locais. Após o decaimento de força, que abriu uma fissura, ocorre um rearranjo das zonas fragmentadas, o que conduz a um ganho de rigidez do provete, sendo possível resistir a mais carga até atingir a rotura global.

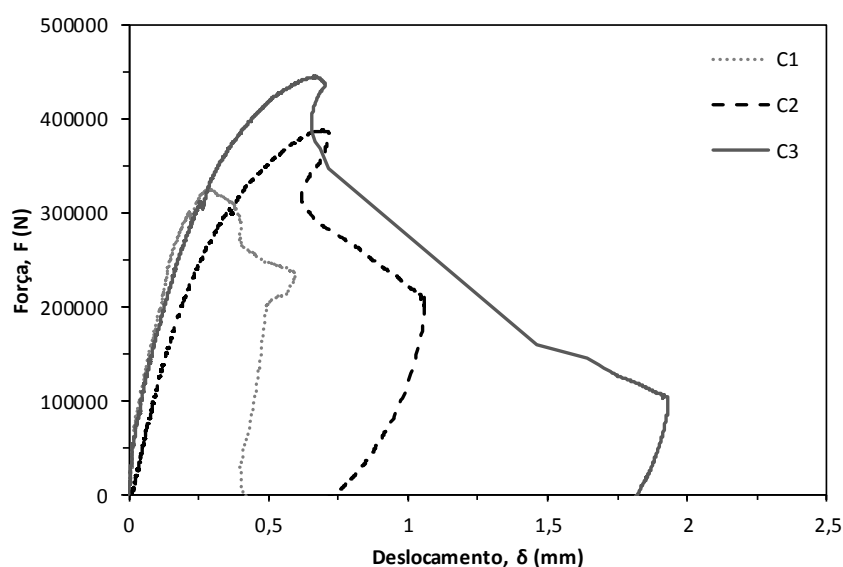


Fig. 5.68 - Diagrama das forças *versus* média dos deslocamentos laterais nos 3 provetes ensaiados.

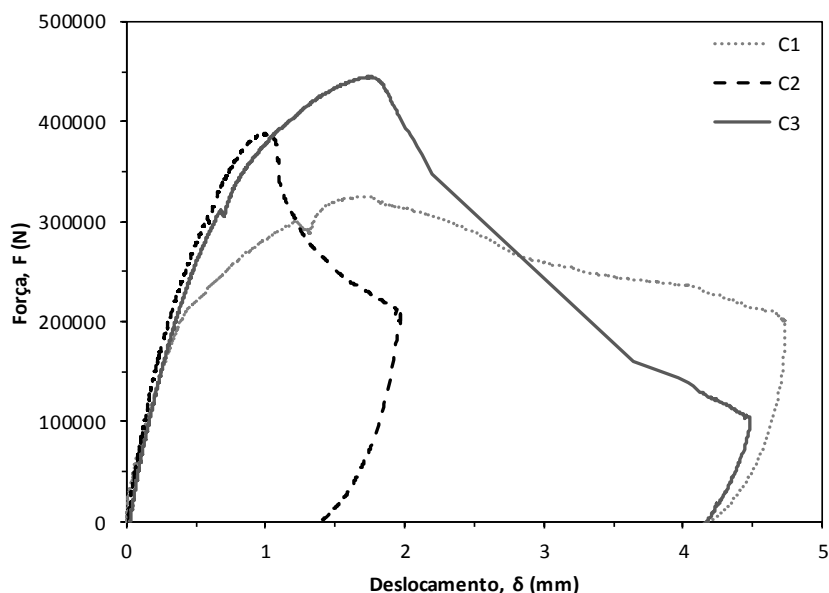


Fig. 5.69 - Diagrama das forças *versus* média dos deslocamentos centrais nos 3 provetes ensaiados.

Realizaram-se gráficos (Fig. 5.70 e Fig. 5.71) da envolvente das tensões *versus* extensões para cada provete, seguindo os cálculos apresentados em cálculo e expressão dos resultados. É bastante visível para cada provete a tensão de rotura, a tensão máxima atingida (rotura).

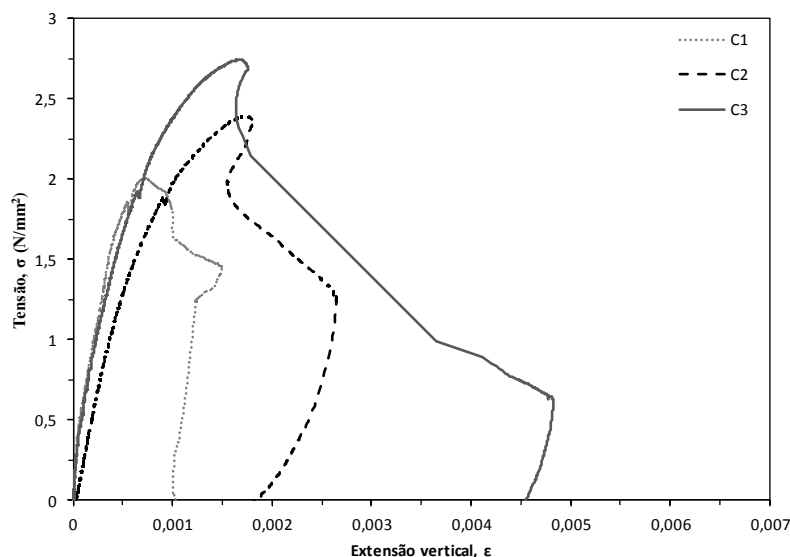


Fig. 5.70 - Diagrama de tensão versus valores médios da extensão (lateral) dos 3 provetes ensaiados.

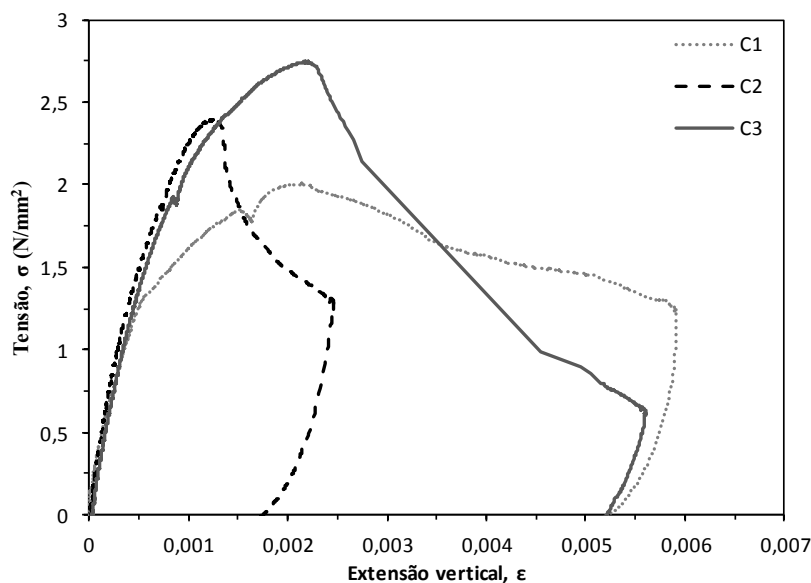


Fig. 5.71 - Diagrama de tensão versus valores médios da extensão (central) dos 3 provetes ensaiados.

Na Tabela 5.12 estão apresentados os resultados do ensaio de resistência à compressão para cada um dos 3 provetes ensaiados. Para cada provete é exposta a carga estimada de rotura do provete, $F_{m\acute{a}x}$, as características geométricas do provete, mais precisamente a área da superfície de contacto da carga e o provete, assim como a tensão de rotura à compressão, $f_{m\acute{a}x}$. O valor médio de resistência à compressão dos provetes ensaiados é de 2,4N/mm² com um coeficiente de variação de 15,5%.

Tabela 5.12 - Determinação da resistência à compressão dos 3 provetes ensaiados.

Ensaio	Dimensões			A (mm ²)	F _{max} (N)	f _i (N/mm ²)
	l _s (mm)	h _s (mm)	t _s (mm)			
C1	600	1000	270	162000	324853,52	2,01
C2					387500,00	2,39
C3					444616,70	2,74
Média					385656,7	2,4
Desvio padrão (N/mm²)					59902,9	0,4
C.V. (%)					15,5	15,5

Calculou-se a resistência característica à compressão, f_k , para os provetes ensaiados à compressão simples, como sendo o menor dos valores obtidos pela equação

$$f_k \leq \begin{cases} \frac{f}{1,2} = \frac{2,4}{1,2} = 2,0 \text{ N/mm}^2 \\ f_{i,min} = 2,0 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (5.16.)$$

Resultando um valor de:

$$f_k = 2,0 \text{ N/mm}^2 \quad (5.17.)$$

A partir dos dados recolhidos no ensaio de rotura dos provetes sujeitos a compressão simples, foi possível determinar o módulo de elasticidade com base no conhecimento da carga de rotura do provete, $F_{máx}$, e da extensão média correspondente a um terço da carga máxima. Nas Tabela 5.13 e Tabela 5.14 apresentam-se os resultados calculados para o módulo de elasticidade, sendo o valor médio para o caso do módulo de elasticidade, calculado a partir das extensões laterais, de 5432,1N/mm², com um coeficiente de variação associado de 33,4% e valor médio do E, calculado a partir das extensões centrais, de 4138,2N/mm², com um coeficiente de variação de 9,7%. O valor médio do módulo de elasticidade obtido para as extensões laterais e o obtido para as extensões centrais, sofridas pelo provete são díspares 1293,9N/mm².

Tabela 5.13 - Determinação do módulo de elasticidade (a partir dos valores dos deslocamentos dos transdutores de deslocamento laterais).

Proвете	$\frac{1}{3} F_{máx}$ (N)	ϵ_1 (x10 ⁻⁴)	ϵ_2 (x10 ⁻⁴)	ϵ_3 (x10 ⁻⁴)	ϵ_4 (x10 ⁻⁴)	ϵ_m (x10 ⁻⁴)	E (N/mm ²)	E _{regressão linear} (N/mm ²)
C1	108284,51	0,812	1,850	0,784	0,480	0,982	6810,2	5349
C2	129166,67	2,055	2,535	5,181	4,339	2,362	3375,8	3062,9
C3	148205,57	1,286	2,088	1,780	8,348	1,497	6110,4	3155
Média							5432,1	3855,6
Desvio padrão (N/mm²)							1814,9	1294,1
C.V. (%)							33,4	33,6

Tabela 5.14 - Determinação do módulo de elasticidade (a partir dos valores dos deslocamentos dos transdutores de deslocamento centrais).

Provete	$\frac{1}{3} F_{m\acute{a}x}$ (N)	ϵ_5 ($\times 10^{-4}$)	ϵ_6 ($\times 10^{-4}$)	ϵ_m ($\times 10^{-4}$)	E (N/mm ²)	E _{regressão linear} (N/mm ²)
C1	108284,5	1,886	1,703	1,795	3724,4	3270,3
C2	129166,7	1,321	2,204	1,763	4523,5	4089,3
C3	148205,6	2,407	1,984	2,196	4166,6	3472
Média					4138,2	3610,5
Desvio padrão (N/mm²)					400,3	426,7
C.V. (%)					9,7	11,8

Nas Tabela 5.13 e Tabela 5.14, ϵ_j representa a extensão obtida para um terço da carga máxima, do transdutor da posição j e ϵ_m corresponde à média das extensões, ϵ_j . Para cada provete calculou-se as tensões e as extensões de compressão ao longo do ensaio, permitindo traçar a curva tensão-extensão, a partir da qual se obteve o módulo de elasticidade (secante), E_i , de cada provete, para uma tensão entre $\frac{1}{10}$ da tensão máxima atingida e $\frac{1}{3}$ da mesma, e correspondente extensão média obtida para o caso das quatro medições dos LVDTs laterais (Fig. 5.72) e para as duas medições dos LVDTs centrais (Fig. 5.73). Para cada um dos dois gráficos tensão-extensão traçaram-se regressões lineares no dito intervalo, cujos declives correspondem aos módulos de elasticidade, E_i , apresentados nas Tabela 5.13 e Tabela 5.14.

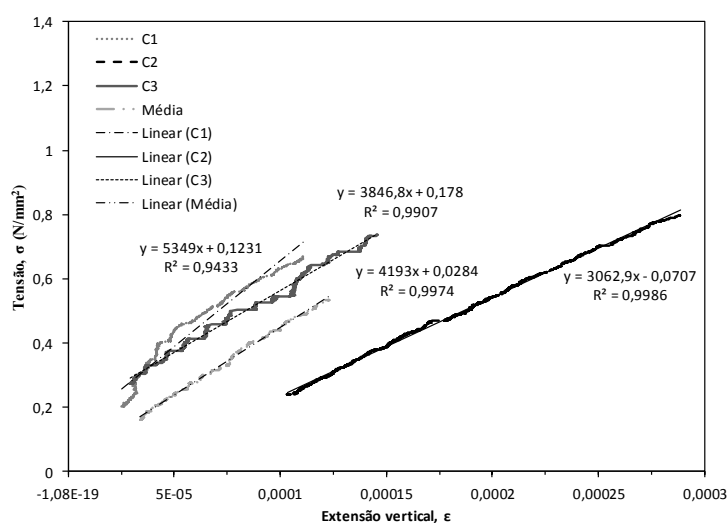


Fig. 5.72 - Exemplo do resultado da determinação do módulo de elasticidade (extensão lateral).

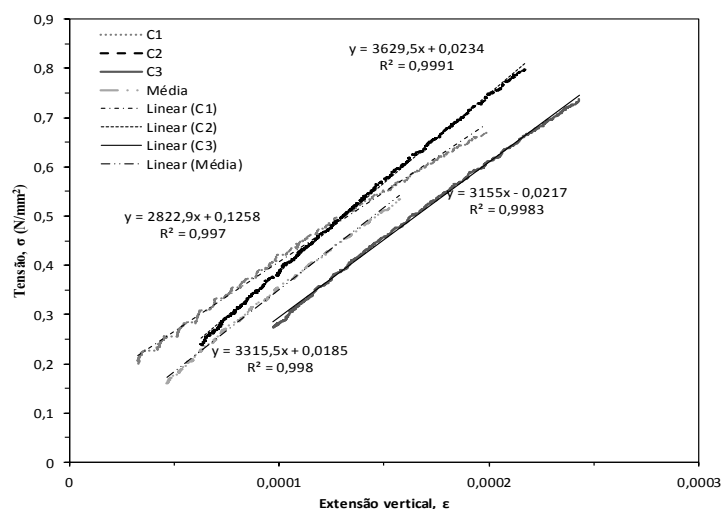


Fig. 5.73 - Exemplo do resultado da determinação do módulo de elasticidade (extensão central).

5.9.8. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

De modo a facilitar a compreensão dos resultados obtidos, apresenta-se na Tabela 5.15 um resumo da análise estatística realizada acerca das características mecânicas estudadas: resistência à compressão e módulo de elasticidade para os provetes ensaiados à compressão simples. Apesar da amostra ser apenas de três provetes decidiu-se proceder na mesma com o estudo estatístico para ter-se uma visão estatística dos resultados obtidos.

O valor médio da resistência à compressão, dos três provetes ensaiados, é $2,4 \text{ N/mm}^2$ com coeficiente de variação de 15,5%, o que é um valor aceitável e consentâneo com o intervalo de valores obtido ($2,01$ a $2,74 \text{ N/mm}^2$), decorrente de inevitáveis ligeiras diferenças de execução dos provetes, encontrando-se o valor da resistência à compressão do primeiro provete (C1) ensaiado, mais afastada da média e com um valor mais baixo que os valores das resistências à compressão dos restantes dois provetes. O correspondente valor característico é $2,0 \text{ N/mm}^2$.

A Tabela 5.13 inclui ainda os valores do módulo de elasticidade à compressão, E_i , calculado para cada um dos 3 provetes pelo procedimento da norma deste ensaio (NP EN 1052-1), variando entre $3375,8$ e $6810,2 \text{ N/mm}^2$, bem como o respetivo valor médio e coeficiente de variação. A maior dispersão associada ao módulo de elasticidade está certamente relacionada com a menor precisão com que se obtêm as leituras de deslocamento e, em especial, das extensões (a partir de diferenças de deslocamentos). No caso da determinação do módulo de elasticidade pelo procedimento apresentado na norma deste ensaio NP EN 1052-1, há um coeficiente de variação associado de 33,4%, encontrando-se o valor módulo de elasticidade do segundo provete (C2), de $3375,8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$, mais afastado do valor médio ($5432,1 \text{ N/mm}^2$) e bastante mais baixo do que os restantes provetes.

Adicionalmente, na Tabela 5.14 apresentam-se também os módulos de elasticidade calculados a partir das extensões medidas ao longo do eixo central dos provetes (pese embora tal não seja previsto na norma), a que corresponde um intervalo de $3724,4$ a $4523,5 \text{ N/mm}^2$, com valor médio de $4138,2 \text{ N/mm}^2$ e coeficiente de variação de 9,7%, evidenciando maior deformabilidade do que a obtida de acordo com a norma e em consonância com o maior número de juntas horizontais envolvidas na deformação.

Realça-se que foram obtidos valores muito elevados dos módulos de elasticidade secantes dos provetes 1 e 3, usando os LVDTs laterais (segundo a norma), facto que foi estudado mais detalhadamente e que permitiu concluir terem existido deficiências nas leituras iniciais dos LVDTs laterais nestes ensaios. Os resultados obtidos pelos LVDTs colocados no eixo vertical do provete apresentam-se mais coerentes, conforme se observa nos gráficos da Fig. 5.71.

Relativamente aos valores do módulo de elasticidade, E_i , obtidos através de regressões lineares como foi explicado no subcapítulo anterior, obteve-se um valor médio de $4960,1 \text{ N/mm}^2$, com um coeficiente de variação de 37,9% para o ensaio segundo a norma, com transdutores de deslocamento colocados nas laterais. Comparando estes valores com os obtidos pelo método de cálculo apresentado pela norma, pode-se ver que há uma ligeira diferença no valor do módulo de elasticidade e que o coeficiente de variação por regressão linear é maior.

O valor médio do módulo de elasticidade obtido também por regressão linear, mas através do gráfico tensão-extensão (central), Fig. 5.73, é de $3610,5 \text{ N/mm}^2$, com um coeficiente de variação de 11,8%, valores relativamente semelhantes aos obtidos através do cálculo.

Os valores de R^2 das regressões desenhadas, por ambos os métodos, estão todos próximos de 1, o que significa que cerca de 100% dos pontos se encontram na reta.

Como já foi referido a amostra ensaiada era pequena, se fosse maior, os valores dos coeficientes de variação seriam mais adequados.

Tabela 5.15 - Análise estatística das propriedades mecânicas estudadas.

Propriedade mecânica	Grandeza Estatística	Unidades	Provetes C
Resistência à compressão	Média	(N/mm^2)	2.4
	Desvio Padrão	(N/mm^2)	0.4
	Coeficiente de variação	(%)	15.5
Módulo de elasticidade (ensaio de rotura)	Média	(N/mm^2)	5432.1
	Desvio Padrão	(N/mm^2)	1814.9
	Coeficiente de variação		33.4
Módulo de elasticidade (regressão linear)	Média	(N/mm^2)	4960.1
	Desvio Padrão	(N/mm^2)	1879.8
	Coeficiente de variação		37.9
Módulo de elasticidade (ensaio de rotura, LVDTs centrais)	Média	(N/mm^2)	4138.2
	Desvio Padrão	(N/mm^2)	400.3
	Coeficiente de variação		9.7
Módulo de elasticidade (regressão linear, LVDTs centrais)	Média	(N/mm^2)	3610.5
	Desvio Padrão	(N/mm^2)	426.7
	Coeficiente de variação		11.8

5.9.9. EVOLUÇÃO DO DANO E CONCLUSÕES

Neste subcapítulo para cada provete ensaio à compressão simples, são apresentadas um conjunto de fotografias tiradas no decorrer do ensaio, com o aumento da carga aplicada no provete, até à rotura, de modo a demonstrar a evolução das fendas no provete.

A primeira sequência de fotos foi construída com fotografias retiradas sempre do mesmo ponto à parte da frente do provete (Fig. 5.74, Fig. 5.77 e Fig. 5.80).

De seguida apresentam-se fotos dos quatro lados dos provetes com o dano final sofrido (Fig. 5.75, Fig. 5.76, Fig. 5.78, Fig. 5.79, Fig. 5.81 e Fig. 5.82).

5.9.9.1. Provete C1

O ensaio realizou-se no dia 14 de Janeiro de 2016, tendo o provete 27 dias de idade.

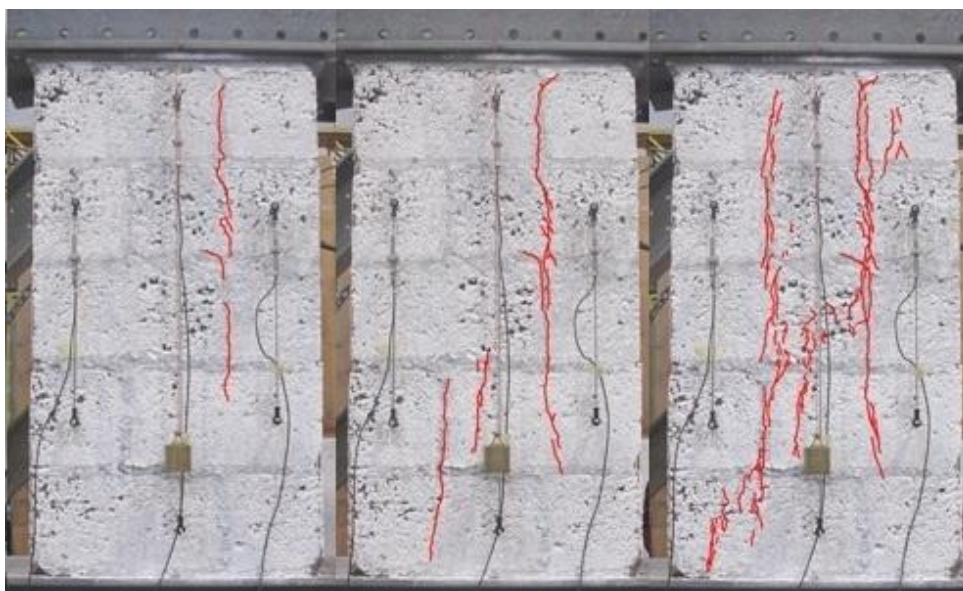


Fig. 5.74 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 1.

A primeira fenda que ocorreu neste provete, foi a representada na primeira foto, e que teve tendência a crescer com o aumento da carga, atravessando a parte da frente do provete na diagonal.

Dano final:

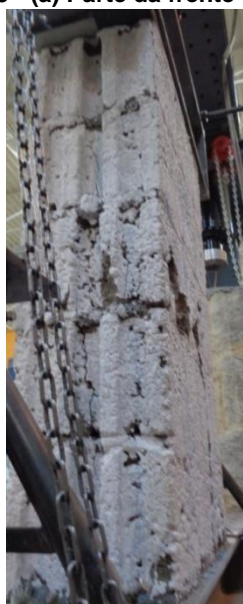


(a)



(b)

Fig. 5.75 - (a) Parte da frente do provete após rotura; (b) Parte de trás do provete após rotura.



(a)



(b)

Fig. 5.76 - (a) Lado direito do provete após rotura; (b) Lado esquerdo do provete após rotura.

A disposição fendas que ocorreram na parte de trás do provete foram semelhantes às que ocorreram na frente. Nos lados do provete houve uma tendência para abrir fendas em altura, ao longo da parte central e na parte superior e inferior do provete, zonas onde há maior concentração das cargas.

5.9.9.2. Provete C2

O ensaio realizou-se no dia 14 de Janeiro de 2016, provete com 27 dias.

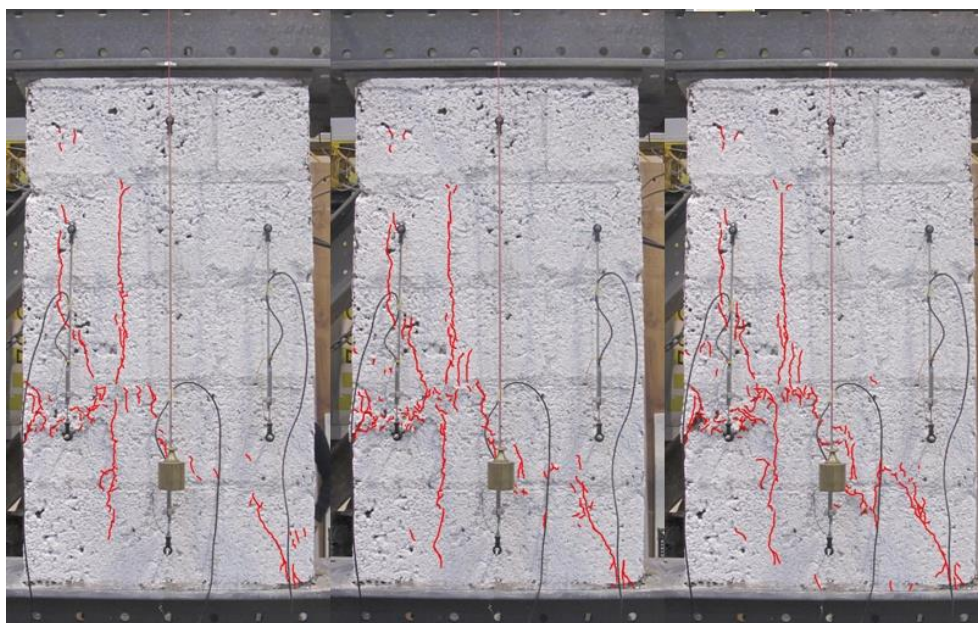


Fig. 5.77 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 2.

Apesar da sequência fotográfica representada ser apenas referente à evolução da abertura de fendas da parte da frente do provete a primeira fenda que ocorreu neste caso foi no primeiro bloco da primeira fiada inferior do lado direito do provete (direita quem vê de frente) e cresceu em toda a altura do provete com o aumento da carga. A evolução da abertura de fendas da parte da frente representada na Fig. 5.77, mostra-nos de novo a tendência de as fendas atravessarem o provete na diagonal.

Dano final:



(a)



(b)

Fig. 5.78 – (a) Parte da frente do provete após rotura; (b) Parte de trás do provete após rotura.

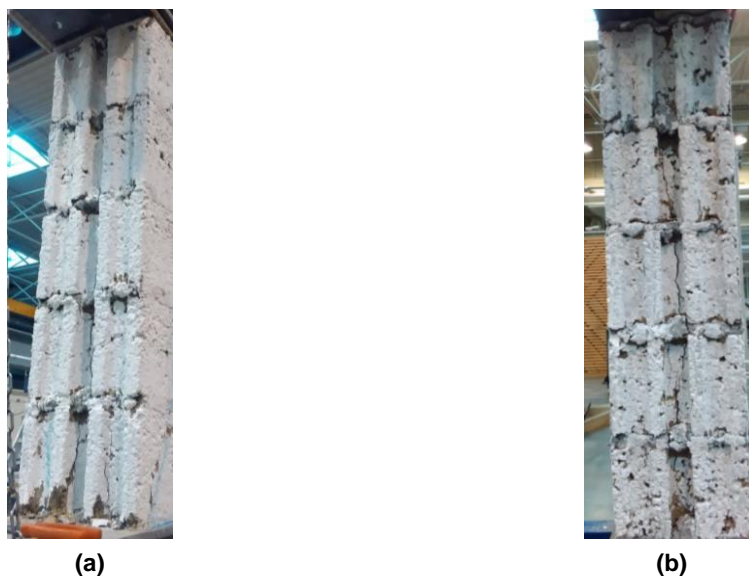


Fig. 5.79 - (a) Lado direito do provete após rotura; (b) Lado esquerdo do provete após rotura.

O resultado final da fendilhação do segundo provete ensaiado, tal como primeiro, mostra uma tendência para que forma fendas que ocorreram na parte da frente seja semelhante às que ocorreram na parte de trás do provete. Nos lados do provete houve, de abertura de fendas em altura, ao longo da parte central e na parte superior e inferior do provete, zonas onde há maior concentração das cargas, sendo a parte inferior do provete neste caso a mais afetada.

5.9.9.3. Provete C3

O ensaio realizou-se no dia 15 de Janeiro de 2016, tendo o provete 28 dias.



Fig. 5.80 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 3.

No caso deste ensaio, houve abertura de fendas simultânea em todos os lados do provete, sendo o provete que sofreu a rotura mais rápida após o aparecimento das primeiras fendas. Como nos restantes

dois provetes, pode-se ver que evolução da abertura de fendas da parte da frente do terceiro provete, representada na Fig. 5.80, é possível ver a tendência das fendas atravessarem o provete na diagonal.

Dano final:



(a)

(b)

Fig. 5.81 – (a) Parte da frente do provete após rotura; (b) Parte de trás do provete após rotura.



(a)

(b)

Fig. 5.82 - (a) Lado direito do provete após rotura; (b) Lado esquerdo do provete após rotura.

Neste caso, a parte de trás do provete sofreu uma fissuração maior que a parte da frente, levando mesmo à queda de pedaços de alguma dimensão do provete. Os lados do provete sofreram, como nos restantes provetes, abertura de fendas em altura, ao longo da parte central.

Após a análise das imagens de rotura dos três provetes pode-se observar que a evolução foi semelhante para os três provetes, variando mais o instante e tempo de aparecimento das fendas, existindo alguns provetes com rotura quase instantânea e outros com rotura lenta e abertura de fendas gradual. É de referir que a fissuração apresentada nas face da frente e de trás do provete foram semelhantes entre si e que as fendas nos lados dos provetes, eram visíveis e principalmente verticais e ao longo da altura.

Analizando todas as figuras dos danos finais pôde-se concluir que grande parte das fendas ocorrem nas zonas dos blocos onde há combinação de duas ou três aberturas na mesma direção como pode-se ver na Fig. 5.83. A nível lateral ocorrem fissuras principalmente na zona em que as unidades de alvenaria possuem menor comprimento, como mostra a Fig. 5.84

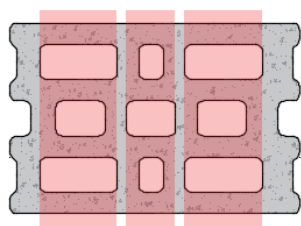


Fig. 5.83 - Plano a vermelho representa a zona mais suscetível de ocorrer fendas nos blocos, dos provetes de alvenaria sujeitos a compressão simples.

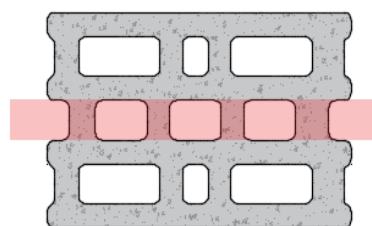


Fig. 5.84 – O plano a vermelho representa a posição onde ocorre mais fendas nos blocos, dos provetes de alvenaria sujeitos a compressão simples.

5.10. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAGONAL (CORTE)

Este ensaio foi preparado e realizado de acordo com a norma ASTM E 519-02 Standart Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages [65], tendo em conta todas as especificações relativas à construção e à cura dos provetes referidas na norma e já descritas em 5.8.1.

Este ensaio consiste na aplicação de carga de compressão, de forma continua, sobre um provete quadrado, rodado 45° em relação à horizontal (paralelamente à diagonal do provete), até este atingir a rotura, medindo as deformações sofridas pelo provete ao longo deste processo, permitindo determinar a resistência ao corte, τ , módulo de distorção, G , e curvas de resposta dos provetes de alvenaria quando solicitados ao corte no seu plano.

5.10.1. DEFINIÇÃO DOS PROVETES

As dimensões dos provetes são referidas na norma deste ensaio, sendo o tamanho nominal de $1200 \times 1200mm^2$. No mínimo são requeridos 3 provetes para este ensaio de acordo com a norma ASTM E 19-02, portanto construíram-se 3 provetes utilizando cimento C32,5N (Tipo I) (Fig. 5.85 (a)) e 3 provetes com cimento C42,5R (Tipo II) (Fig. 5.85 (b)), ambos os tipos utilizados no Faial.

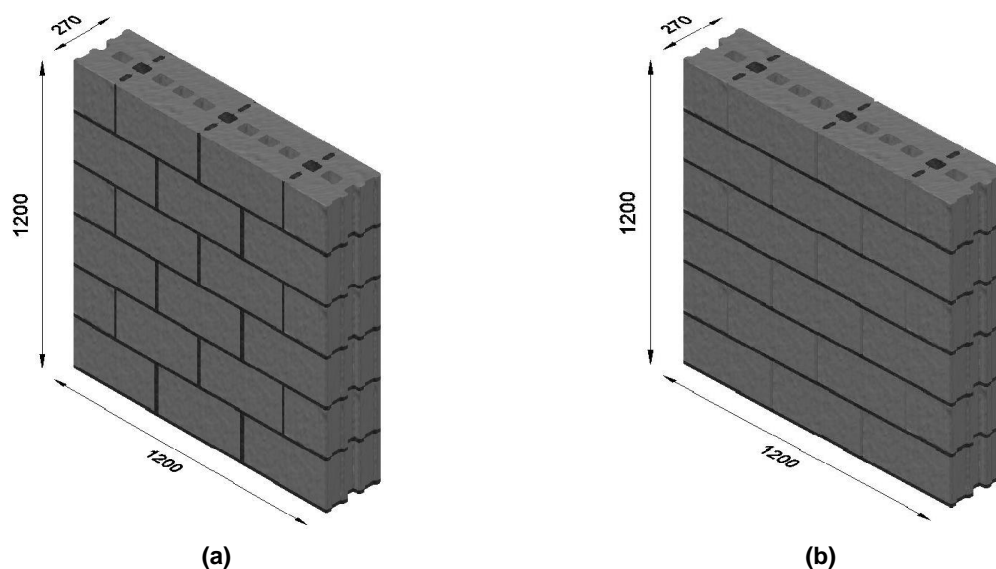


Fig. 5.85 - Dimensões do provete para ensaio de compressão diagonal (corte) (dimensões em mm): (a) Provete tipo I; (b) Provete tipo II.

Cada provete para o ensaio de corte foi construído com 6 fiadas de blocos, com 3 blocos por fiada, usando-se um total de 18 blocos por provete.

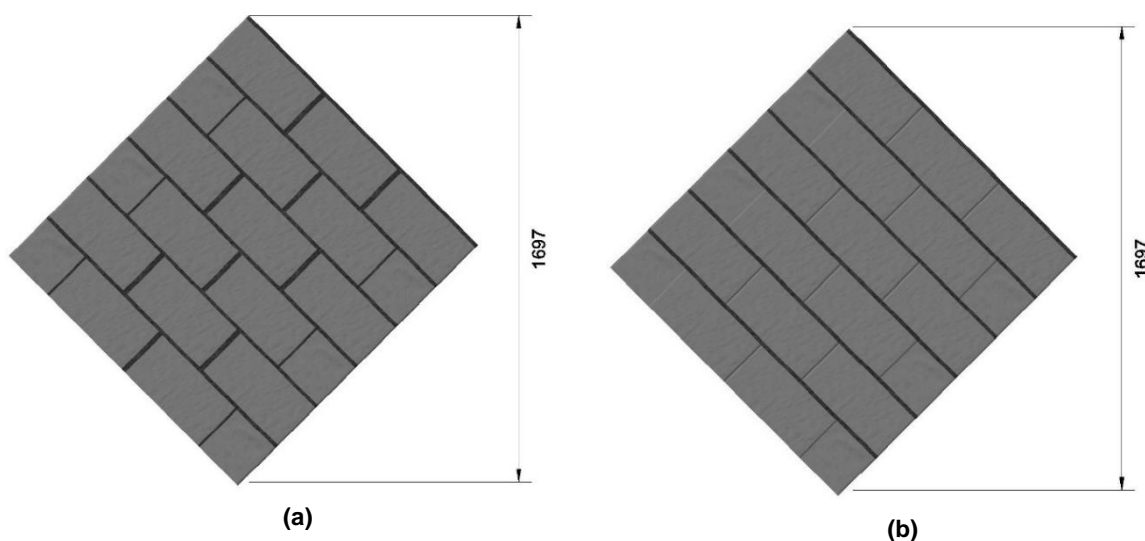


Fig. 5.86 - Rotação do provete a ensaiar 45° (todas as dimensões em mm): (a) Tipo I; (b) Tipo II.

5.10.2. SETUP EXPERIMENTAL

Nas três figuras seguintes apresenta-se o setup de ensaio para alvenaria ao corte, usando perfis metálicos para centrar o provete.



Fig. 5.87 - Setup de ensaio adotado.

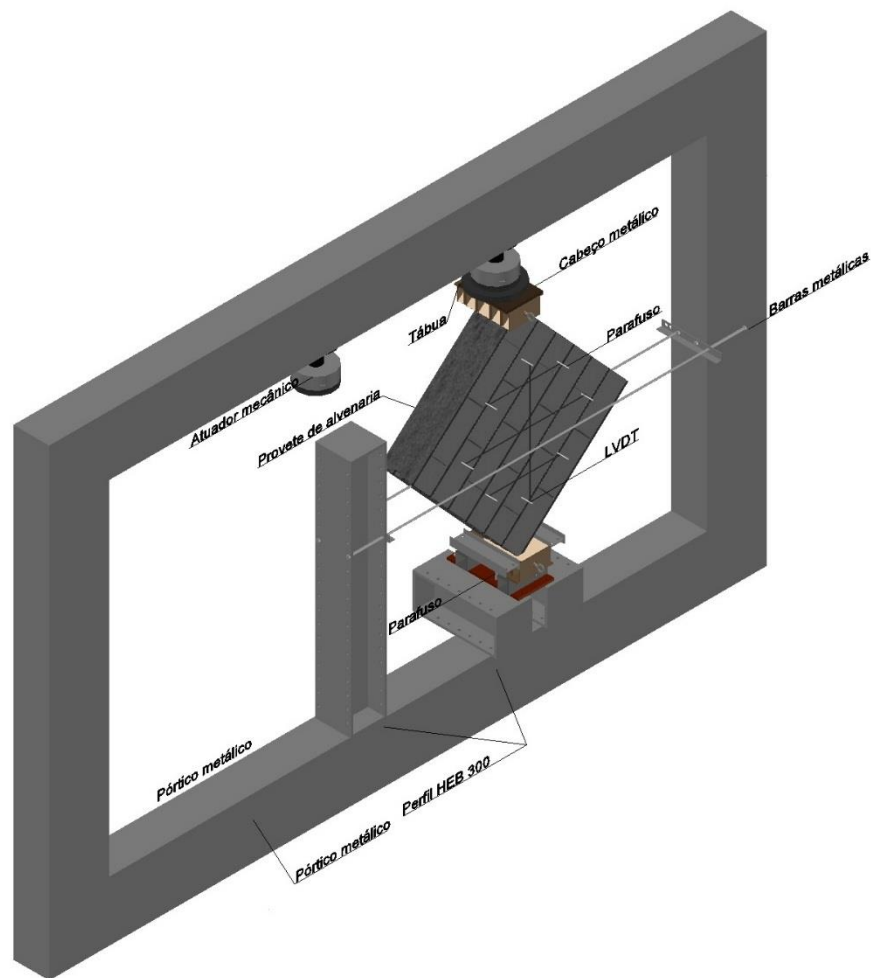


Fig. 5.88 - Perspetiva do Setup de ensaio de provetes para determinar a resistência ao corte por compressão diagonal.

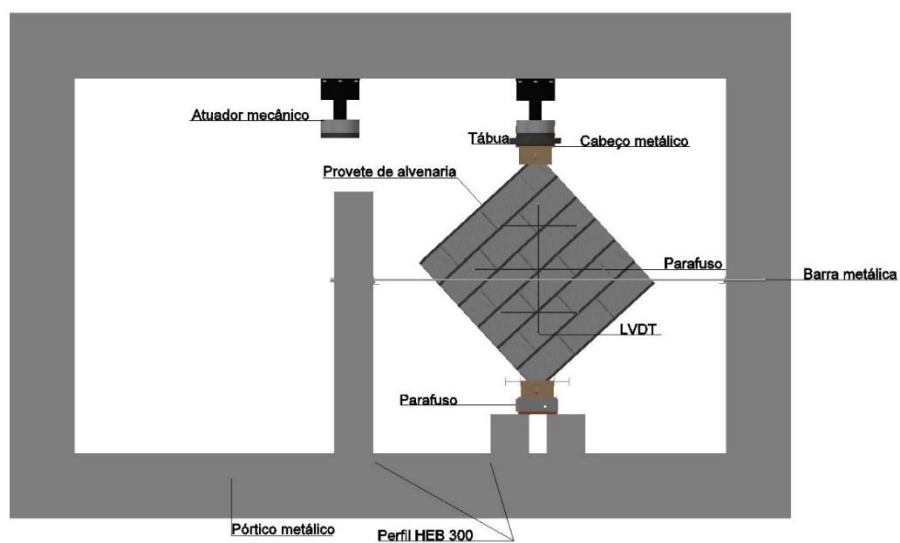


Fig. 5.89 - Alçado principal do Setup de ensaio de provetes para determinar a resistência ao corte por compressão diagonal.

5.10.3. INSTRUMENTAÇÃO

O setup deste ensaio possui os mesmos equipamentos usados no ensaio à compressão, referidos em 5.9.3. No caso deste ensaio o sistema de aplicação de carga é composto pelo atuador hidráulico, que neste ensaio, atuou sobre uns cabeçotes metálicos, colocados nos cantos dos provetes como mostram as Fig. 5.88 e Fig. 5.89, sendo assim as forças de corte são aplicadas de forma indireta, isto é, por via de compressão diagonal. A máquina de ensaio era composta por:

- Atuador hidráulico;
- Cabeçotes metálicos;
- Equipamento para medição de deformações, transdutores de deslocamento (LVDTs), que permitam uma precisão das extensões obtidas na ordem de $\pm 25 \times 10^{-6}$;
- Equipamento de aquisição de dados (e tratamento dos mesmos) e controlo do atuador hidráulico, existente no LESE, composto por dois computadores com Labview.

Neste ensaio foram utilizados três LVDTs para medir os deslocamentos horizontais e um LVDT para medir o deslocamento vertical do painel, nas faces frontal e traseira. A posição dos transdutores pode ser observada na Fig. 5.90, tendo-se mantido em todos os ensaios.

O ensaio realizou-se com o mesmo atuador hidráulico, controlado pelo computador. O atuador utilizado foi o mesmo do ensaio de compressão de alvenarias e possui as características já referidas em 5.9.3. A velocidade de aplicação da carga foi de 0,02mm/s. O cabeçote metálico superior, colocado entre o provete e o atuador, serviu para fazer uma distribuição uniforme da carga pela superfície em contacto com o provete, tendo sido este reforçado para não esmagar nos cantos antes de atingir a rotura do provete de alvenaria em si.

5.10.4. METODOLOGIA DE ENSAIO

O princípio do ensaio consiste na aplicação de uma força de compressão crescente em vértices opostos do provete, ao longo de uma das suas diagonais centrada nos cabeçotes metálicos de encosto ao atuador e à base de reação), até este atingir a rotura, medindo as deformações sofridas pelo provete ao longo deste processo, permitindo determinar a resistência ao corte, τ , módulo de distorção, G , e curvas de resposta dos provetes de alvenaria quando solicitados ao corte no seu plano.

Com esta configuração de ensaio, a secção transversal alinhada com a diagonal horizontal fica submetida a uma tensão de compressão, “teoricamente” uniforme, na qual é nula a tensão de corte (compressão pura). Com base na teoria clássica do círculo de Mohr, a secção transversal segundo a diagonal vertical fica submetida a um estado de tração pura (com intensidade igual à de compressão vertical e sem tensão de corte) que aí provoca rotura por tração; por esta razão, também por vezes se designa essa tensão de rotura como resistência à tração diagonal. Ainda com base nas propriedades do círculo de Mohr, as secções transversais inclinadas a 45° com a vertical/horizontal, ficam sujeitas a um estado de tensão de corte puro, em que a intensidade da tensão tangencial é igual à das tensões de compressão e de tração nas secções diagonais horizontal e vertical, respetivamente. Daqui resulta que, nas secções paralelas às juntas, de assentamento e de topo, se mobiliza uma tensão de corte puro, cujo

valor limite é idêntico à resistência à tração diagonal e, frequentemente, se designa por resistência de corte diagonal.

Face ao acima exposto, os dados obtidos por este ensaio permitem determinar resistência à tração diagonal bem como a resistência ao corte (por serem idênticas) e o correspondente módulo de distorção do provete. Combinando o valor médio do módulo de elasticidade obtido no ensaio de compressão (E), com o valor médio do módulo de distorção calculado no ensaio de compressão diagonal, para os provetes construídos da mesma forma, é ainda possível estimar o coeficiente de Poisson deste tipo de alvenaria de blocos açorianos.

Ao longo do ensaio para além da força aplicada foi medida a deformação do provete em oito zonas (quatro na frente e quatro atrás) como mostra a Fig. 5.90.

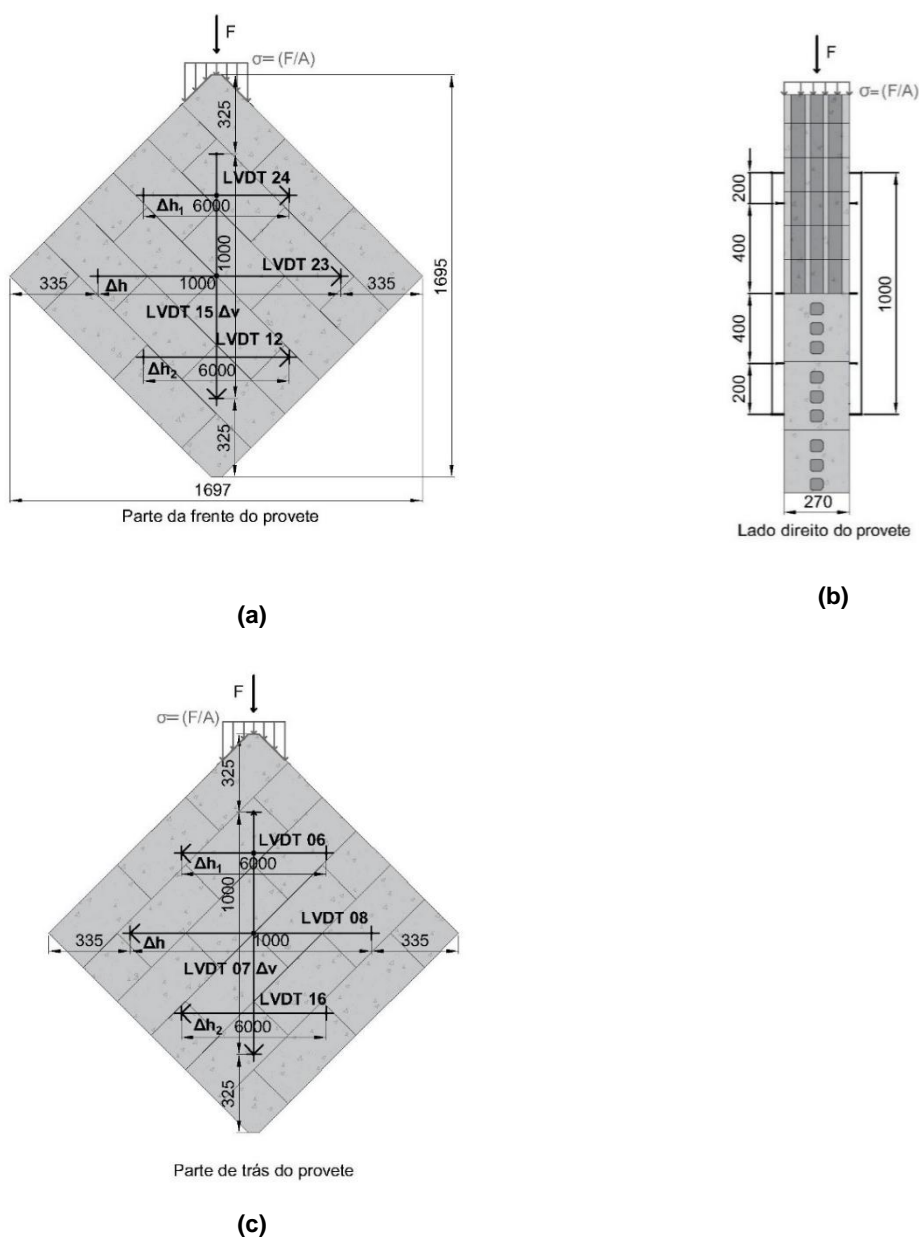


Fig. 5.90 - Esquema funcional do ensaio de caracterização mecânica de provetes de alvenaria ao corte e instrumentação adotada (dimensões estão em mm).

O procedimento dos ensaios foi o seguinte:

- Construíram-se os provetes em laboratório e esperou-se até à sua cura;
- Para cada provete, a ensaiar, cortaram-se dois dos seus cantos opostos na diagonal, de forma a poder-se encaixar os cabeçotes metálicos, com o auxílio de uma rebarbadora (meio hidráulico) e partiu-se a parte superior dos blocos cortados com o auxílio de um martelo (meio manual). Colocou-se argamassa, produzida com cimento do tipo C42,5R, dentro destes blocos, que estariam sujeitos a maiores cargas, tornando-os mais resistentes, de modo a que o ensaio não terminasse rapidamente por esmagamento destes. Usou-se o cimento C42,5R para produzir a argamassa por forma a poder ganhar maior resistência num menor período de tempo de cura, pois este processo ocorreu no dia 21 de Janeiro de 2016, 11 dias antes do primeiro ensaio (Fig. 5.91 e Fig. 5.92);
- Mediram-se todas as dimensões do provete (Fig. 5.103);
- Com o auxílio da ponte presente no laboratório, colocou-se o provete sobre o cabeço metálico inferior (Fig. 5.95), preenchendo com um pouco de argamassa (Fig. 5.96), rodado a 45°, seguindo-se da aplicação de argamassa no topo do provete e instalação do cabeço metálico superior (Fig. 5.97 e Fig. 5.98);
- Colocaram-se fitas a ligar o cabeço superior ao inferior, em ambos os lados do provete de modo a facilitar a colocação na máquina de ensaio (Fig. 5.99);
- Com o auxílio de um empilhador posicionou-se o provete, já inserido nos cabeços metálicos no setup de ensaio previamente preparado centrado com o atuador hidráulico (Fig. 5.100);
- Pintaram-se os provetes de branco, de modo a que a fendilhação que ocorreu durante o ensaio fosse mais visível;
- Colocou-se a instrumentação, os LVDTs, no provete como se pode ver na Fig. 5.90, com as distâncias definidas na mesma figura;
- Ajustou-se a célula de carga ao provete;
- Aplicou-se carga nos provetes a uma velocidade de 0,02mm/s;
- Registou-se continuamente a carga aplicada, assim como as extensões em oito pontos dos provetes.
- Após rotura, marcaram-se as fendas ocorridas em cada provete.

Neste ensaio, para cada provete, registaram-se os seguintes dados:

- Dimensões do provete (comprimento, altura e largura), com exatidão de $\pm 1\text{mm}$;
- Todas as dimensões de uma unidade de alvenaria;
- Carga máxima $F_{i,max}$ em Newtons com arredondamento a 10N;
- Carga para a qual ocorrem fissuras visíveis;
- Intervalo de tempo desde o início da aplicação da carga até ser atingida a carga máxima;
- Para cada LVDT a distância entre os seus dois extremos;
- Deslocamentos nos oito pontos definidos na Fig. 5.90.



Fig. 5.91 - Canto cortado para facilitar a colocação do cabeço metálico.



Fig. 5.92 - Preenchimento da zona de corte com argamassa.



Fig. 5.93 - Transporte do provete com o auxílio da ponte do laboratório e preparação para rotação do provete.



Fig. 5.94 - Rotação do provete com meios manuais e mecânicos em simultâneo.



Fig. 5.95 - Transporte e inserção do provete no cabeço metálico inferior.



Fig. 5.97 - Na parte superior do provete aplica-se uma fina camada de argamassa.



Fig. 5.96 - Colocação de argamassa entre o cabeço metálico e o provete de alvenaria.



Fig. 5.98 - Posicionamento e colocação do cabeço superior.



Fig. 5.99 - Ligação dos cabelos metálicos feita com fitas.



Fig. 5.100 - Colocação do provete na máquina de ensaio, com o apoio de um empilhador.



Fig. 5.101 - Colocação da instrumentação de medição dos deslocamentos, LVDTs.



Fig. 5.102 - Aspecto final do setup de ensaio.



Fig. 5.103 - Medições das dimensões do provete e da espessura das juntas.



Fig. 5.104 - Pesagem individual do provete através de célula presente na ponte existente no laboratório.

É de referir que se fez uma primeira tentativa de corte do canto dos provetes para colocação no cabeço, mas como não havia um encaixe adequado da peça foi necessário proceder a um novo corte. De maneira a esta falha não afetar a capacidade resistente do provete no ensaio, rodou-se o provete para que esse canto defeituoso ficasse no extremo como mostra a Fig. 5.102.

Uma nota importante a ter em conta, é que na norma seguida para a realização deste ensaio é exigida instrumentação de medição dos deslocamentos ao longo da vertical e da horizontal, a uma distância igual em ambas as direções. Colocaram-se mais dois transdutores de deslocamento na direção horizontal, de modo a ter-se uma maior noção da abertura de fendas nesta direção. Foram colocados os LVDTs na parte da frente e de trás do provete como mostra a Fig. 5.90.

5.10.5. PROCESSAMENTO DOS RESULTADOS

Calcula-se a tensão de corte (resistência ao corte), em N/mm², para os provetes, f_i , pela equação (5.18.).

$$f_i = \frac{0,707F_{max}}{A_n} \quad (5.18.)$$

Em que:

- $F_{máx}$ - Carga máxima aplicada ao provete, em N.
- A_n - Área líquida (A_{net}), em mm² calculada pela expressão:

$$A_n = \left(\frac{l_s + h_s}{2} \right) \times t_s \times n \quad (5.19.)$$

sendo:

- l_s – Comprimento do provete, em mm ;
- h_s - Altura do provete, em mm ;
- t_s - Espessura do provete, em mm ;

n – Percentagem (valor decimal) de área líquida dos blocos, dada por:

$$n = \frac{100 - \%_{furação}}{100} \quad (5.20.)$$

Para se proceder ao cálculo da distorção do provete (γ), em mm/mm , aplica-se a equação (5.21.).

$$\gamma = \frac{\Delta v + \Delta h}{L} \quad (5.21.)$$

Em que:

- Δv – Deslocamento vertical, para um terço da resistência máxima, em mm (encurtamento);
- Δh – Deslocamento horizontal, para um terço da resistência máxima, em mm (alongamento);
- L – Distância vertical entre os pontos de medição do deslocamento (pontos de aplicação dos LVDTs), em mm , (a norma chama a atenção para a nota: a distância entre pontos de medição do deslocamento horizontal e a vertical devem ser iguais).

O valor do módulo de distorção (G_i), em N/mm^2 , pode ser calculado através da expressão (5.22.).

$$G_i = \frac{f_i}{\gamma} \quad (5.22.)$$

No cálculo do valor do módulo de distorção, assumiu-se que este podia ser determinado em regime elástico para extensões correspondentes a um terço da tensão ao corte máxima ou de rotura.

5.10.6. RESISTÊNCIA AO CORTE E MÓDULO DE DISTORÇÃO

Foi possível proceder-se à determinação da resistência à ao corte e do módulo de distorção, através do ensaio de seis provetes (três construídos com argamassa com cimento C32,5N, tipo A, e outros três com argamassa com cimento C42,5R, tipo B) seguindo os princípios definidos na norma ASTM E 510-02.

5.10.7. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

Aplicando os meios instrumentais necessários e referidos na norma do ensaio para determinação da tensão diagonal (corte) em amostras de alvenaria, determinou-se a resistência ao corte da alvenaria açoriana.

Foi tido em conta um aspeto importante, que foi o facto de se acrescentar o peso do cabeçote metálico superior (Fig. 5.98) às forças aplicadas aos provetes.

Realizaram-se ensaios de aplicação de um ciclo de carga em cada provete até à sua rotura, fazendo o controlo das fissuras sofridas através de instrumentação adequada. Assim foi possível desenhar-se gráficos tensões em função da extensão vertical e horizontal, assim como gráficos de tensão versus distorção.

A nível dos deslocamentos verticais considerados para o estudo, utilizou-se a média dos resultados obtidos pelo transdutor de deslocamento colocado na frente do provete e do colocado atrás, fazendo-se o mesmo para se obter os valores dos deslocamentos horizontais a utilizar nos cálculos e desenho dos gráficos.

De forma idêntica ao adotado no cálculo do módulo de elasticidade, assumiu-se o valor do módulo de distorção, G_i , obtido em regime elástico com base nos valores de distorção para um terço da tensão de corte máxima ou de rotura.

Nas Fig. 5.105 e Fig. 5.106 apresentam-se os gráficos da resistência diagonal dos provetes em função da distorção registada nos ensaios, para os provetes do tipo I e II, respetivamente, a partir dos quais foi possível obter os valores de características mecânicas incluídas nas Tabela 5.17 e Tabela 5.18, isto é, a resistência, f_i , e o módulo de distorção, G_i .

Nas Fig. 5.107 e Fig. 5.108, para os provetes do tipo I e II, respetivamente, está representada a distribuição da resistência ao corte, em função da distorção vertical (parte negativa do eixo dos xx) e a horizontal (parte positiva do eixo dos xx) para dar uma perceção de como esta grandeza variou conforme a direção.

Desenharam-se gráficos de tensão em função da deformação, para um intervalo de distorções e tensões entre $\frac{1}{10}f_i$ e $\frac{1}{3}f_i$ que se encontram representados nas Fig. 5.109 e Fig. 5.110.

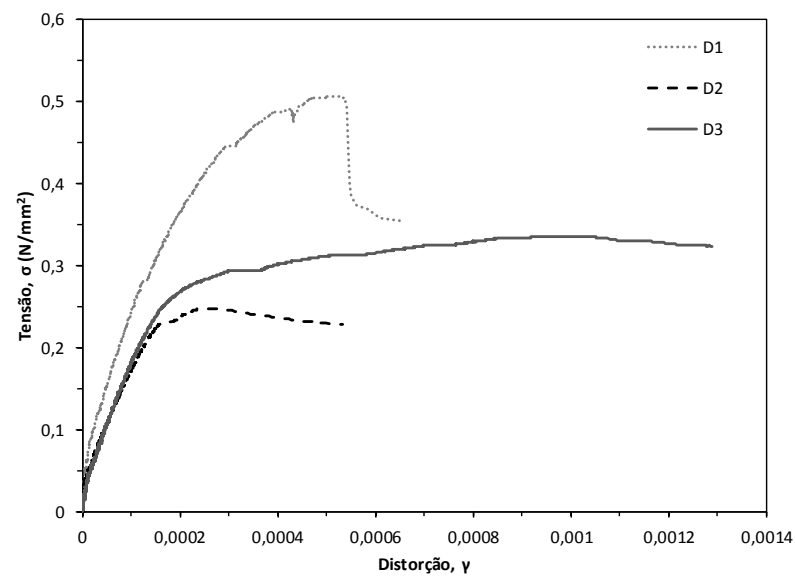


Fig. 5.105 - Distribuição da resistência ao corte em função da distorção sofrida pelos provetes (provetes tipo I).

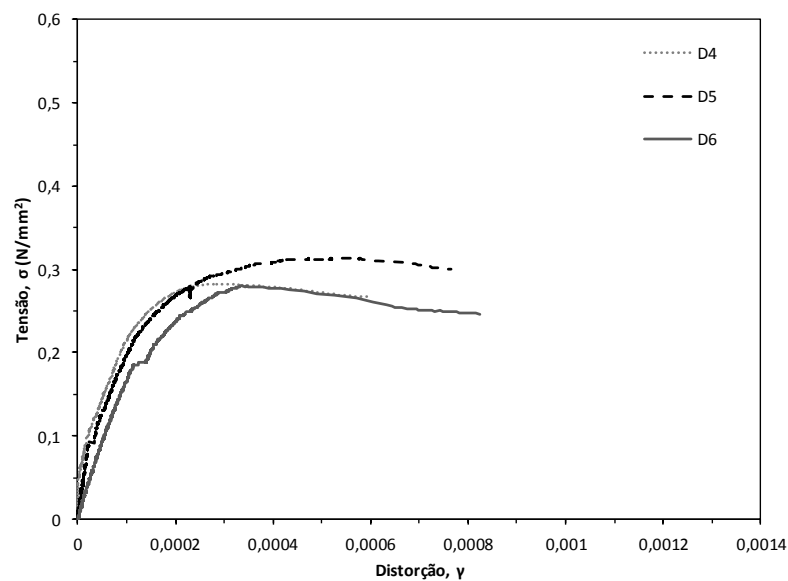


Fig. 5.106 – Distribuição da resistência ao corte em função da distorção sofrida pelos provetes (provetes tipo II).

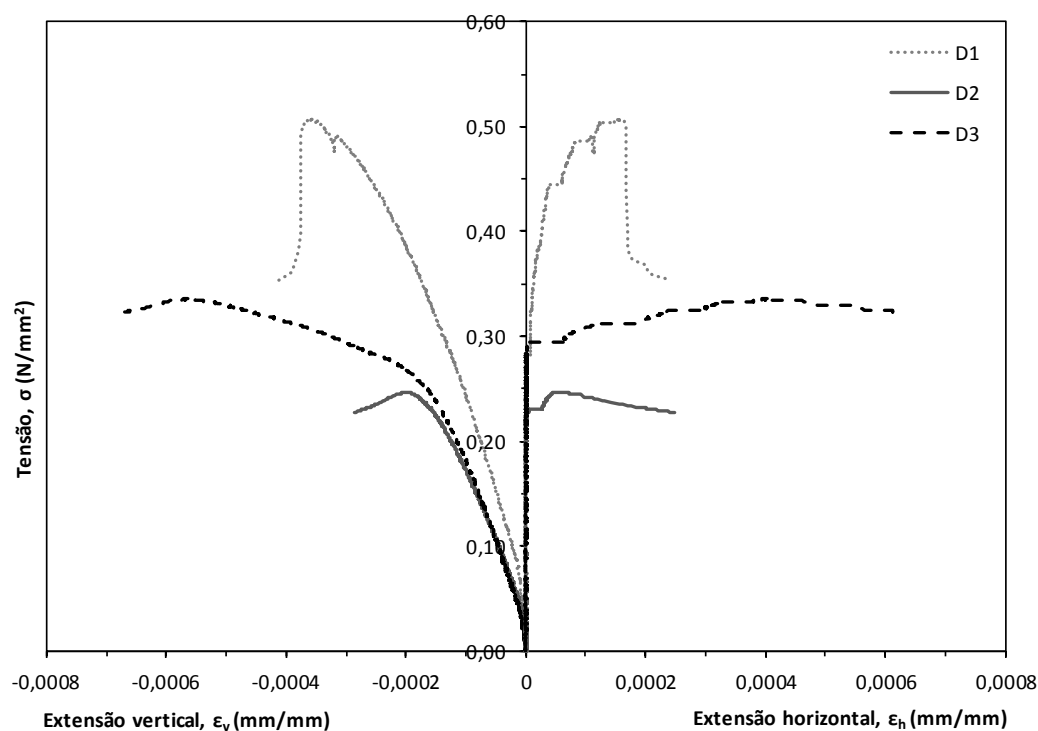


Fig. 5.107 - Distribuição da resistência ao corte em função da distorção vertical e horizontal (provete tipo I).

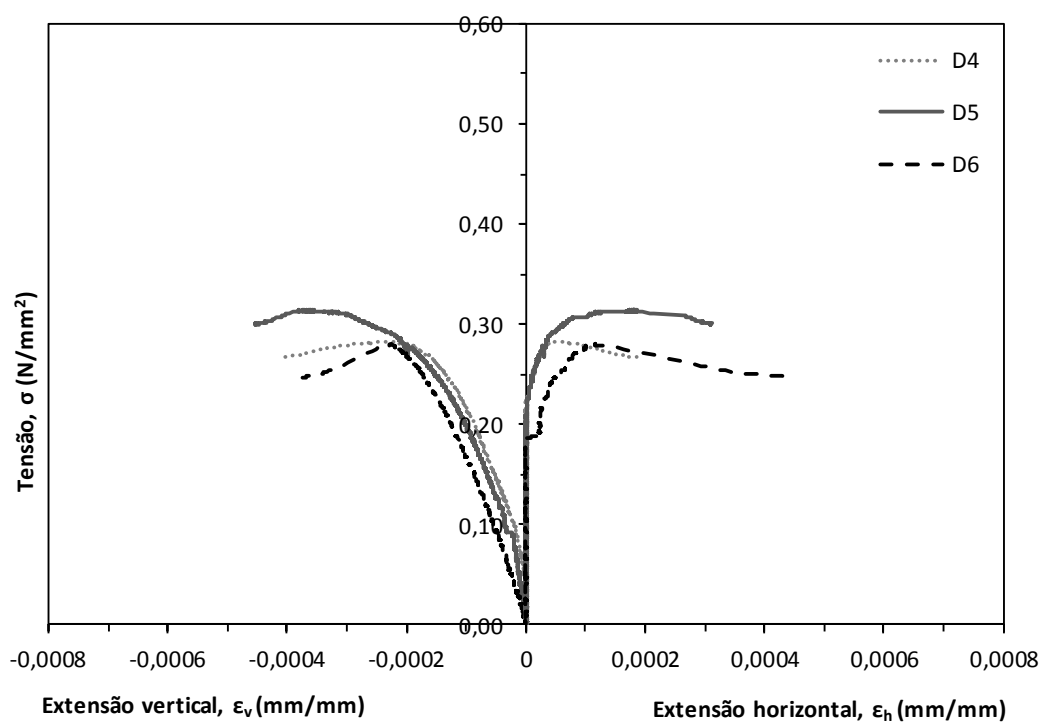


Fig. 5.108 - Distribuição da resistência ao corte em função da distorção vertical e horizontal (provete tipo II).

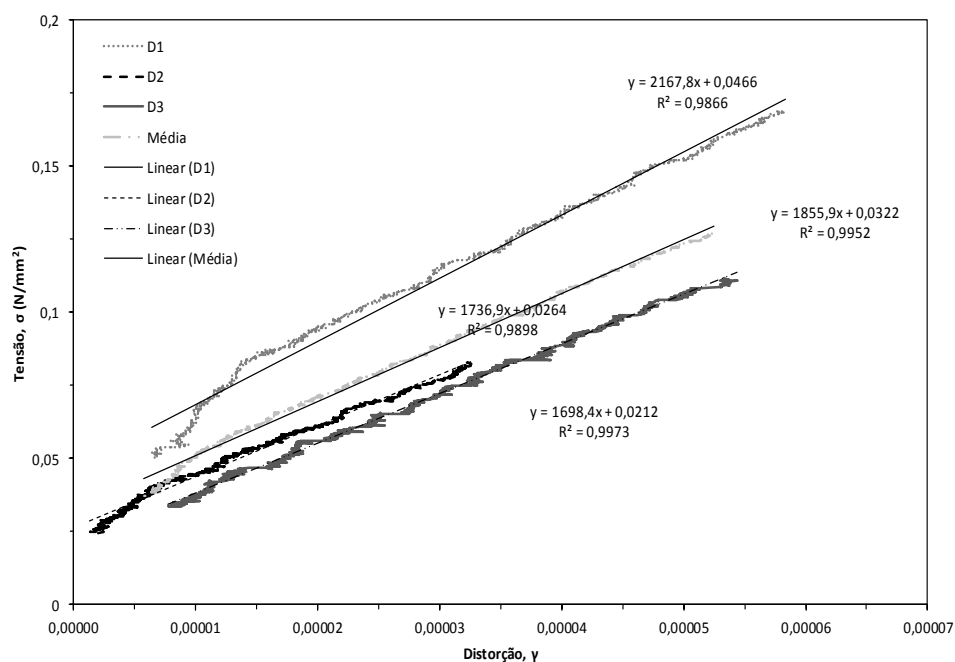


Fig. 5.109 - Distribuição da resistência ao corte em função da distorção, para um intervalo entre $\frac{1}{10}$ e $\frac{1}{3}$ da tensão de rotura e respectivas regressões lineares (provetes tipo I).

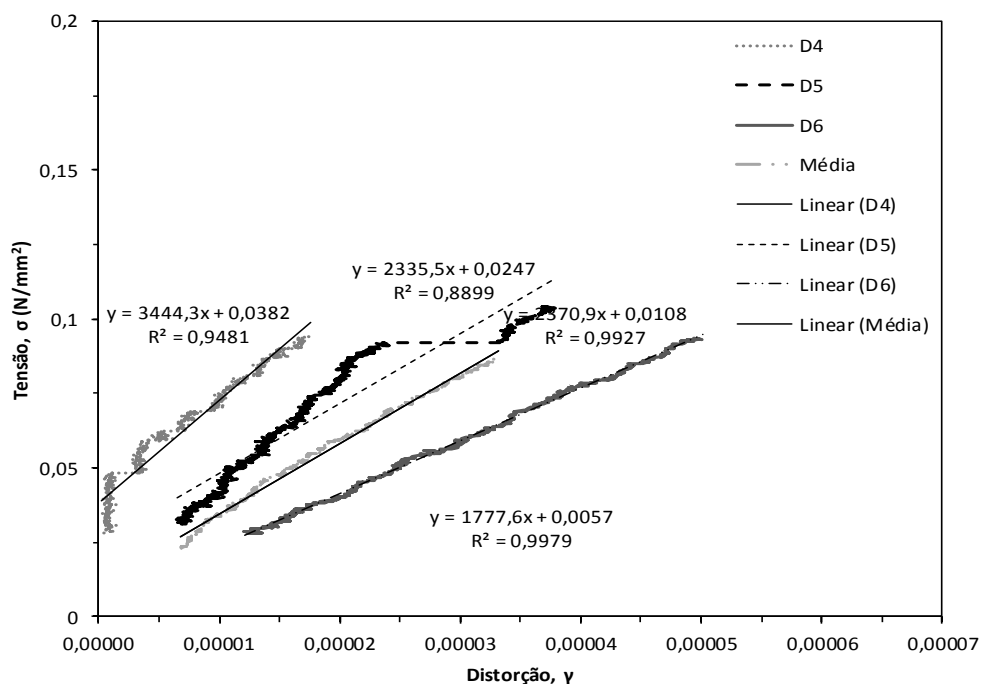


Fig. 5.110 - Distribuição da resistência ao corte em função da distorção, para um intervalo entre $\frac{1}{10}$ e $\frac{1}{3}$ da tensão de rotura e respectivas regressões lineares (provetes tipo II).

Na Tabela 5.16 apresenta-se, para cada provete ensaiado, os valores das suas dimensões nominais, o valor da área útil, A_n , e a percentagem de furação das unidades de alvenaria.

Tabela 5.16 - Características geométricas dos provetes de alvenaria.

Provete	D1	D2	D3	D4	D5	D6
A_n (mm ²)	205187,50	206443,75	206862,50	206862,50	206862,50	206443,75
b (mm)	1200	1205	1210	1200	1210	1200
h (mm)	1250	1260	1260	1270	1260	1265
t (mm)	270	270	270	270	270	270
n	37,96%					

Tabela 5.17 - Resistência ao corte dos provetes de alvenaria ensaios, para cada tipo de provete.

Tipo de provete	Provete	A_n (mm ²)	F_{\max} (N)	f_i (N/mm ²)
Tipo I	D1	205187,50	146978,76	0,5
	D2	206443,75	72021,484	0,2
	D3	206862,50	98217,773	0,3
	Média (N/mm ²)			0,4
	Desvio Padrão (N/mm ²)			0,1
	C.V. (%)			33,0
Tipo II	D4	206862,50	82666,016	0,3
	D5	206862,50	91821,289	0,3
	D6	206443,75	81732,178	0,3
	Média (N/mm ²)			0,3
	Desvio Padrão (N/mm ²)			0,0
	C.V. (%)			6,3

Tabela 5.18 - Valor do módulo de distorção, G, obtido para os dois tipos de provetes.

Tipo de provete	Provete	$\frac{1}{3}f_i$ (N/mm ²)	Δv (mm)	Δh (mm)	γ (x10 ⁻⁵)	G (N/mm ²)	G _{regressão linear} (N/mm ²)
Tipo I	D1	0,17	0,058135	0,0000545	5,82	2901,1	2167,8
	D2	0,08	0,032051	0,000379	3,24	2535,2	1736,9
	D3	0,11	0,052945	0,000379	5,33	2098,4	1698,4
	Média (N/mm ²)				4,80	2511,6	1867,7
	Desvio Padrão (N/mm ²)				1,37	401,9	260,6
	C.V. (%)				28,5	16,0	14,0
Tipo II	D4	0,09	0,016846	0,0007065	1,76	5365,4	3444,3
	D5	0,10	0,03685	0,0003795	3,72	2809,8	2335,5
	D6	0,09	0,048454	0,000326	4,88	1912,7	1777,6
	Média (N/mm ²)				3,45	3362,6	2519,1
	Desvio Padrão (N/mm ²)				1,58	731,7	386,2
	C.V. (%)				45,7	21,8	15,3

5.10.8. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Analisando os resultados obtidos, regista-se para os provetes do tipo I, uma resistência de corte diagonal média, f , de $0,4\text{N/mm}^2$, com um coeficiente de variação de 33,0%, associado ao facto de o primeiro provete exibir uma resistência bastante superior aos restantes dois. Para o módulo de distorção, G , obteve-se um valor médio de $2511,6\text{N/mm}^2$, com um coeficiente de variação de 16,0%, bem mais baixo que o associado à resistência ao corte, o que é consentâneo com a maior proximidade das 3 curvas tensão-distorção até cerca de $2/3$ da resistência máxima. Para os provetes do tipo II, obteve-se uma resistência ao corte média de $0,3\text{N/mm}^2$, ligeiramente inferior à obtida nos ensaios dos provetes do tipo I, mas bastante homogénea conforme se confirma pelo baixo coeficiente de variação de 6,3%. O módulo de distorção médio, obtido para este tipo de provetes, foi superior ao dos provetes do tipo I, com um valor de $3362,6\text{N/mm}^2$ e variabilidade também superior (C.V.=21,8%) claramente resultante da dispersão das medidas de distorção anormalmente baixas no provete D4. De facto, se o resultado deste provete for excluído, pese embora restando apenas 2 amostras, o valor médio do módulo de distorção, G , viria muito mais próximo daquele dos provetes tipo I.

Recorda-se que os provetes tipo II foram realizados com argamassa tipo B, cerca de 40% mais resistente do que a A usada nos provetes tipo I e nos provetes usados nos ensaios de compressão simples de alvenaria, pelo que seria de esperar maior resistência dos painéis tipo II. Porém, tal não aconteceu, o que ficou a dever-se ao deficiente preenchimento exterior das juntas verticais que se observou durante e após o ensaio. Este facto seguramente influenciou também a medição das distorções nos painéis tipo II, induzindo a variabilidade obtida.

Através da combinação do valor do módulo de distorção, G , determinado para os provetes do tipo I, e do módulo de elasticidade, E , obtido do ensaio de compressão simples em muretes de alvenaria, calculou-se o coeficiente de Poisson através da equação (5.23.), tendo-se obtido o valor de 0,08, portanto bastante inferior ao valor geralmente admitido para betão corrente $\nu_{\text{betão}} \approx 0,2$.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \Leftrightarrow \nu = \frac{E}{2G} - 1 = \frac{5432,1}{2 \times 2511,6} - 1 = 0,08 \quad (5.23.)$$

Ao analisar-se os gráficos das Fig. 5.107 e Fig. 5.108, pode-se verificar que os gráficos são aproximadamente simétricos apesar dos valores para a tensão em função da distorção horizontal terem um crescimento com maior inclinação que no caso da tensão em função da distorção vertical.

Relativamente ao valor do módulo de distorção obtido por regressão linear, para provetes do tipo I, este tem um valor médio de $1867,7\text{N/mm}^2$ e um coeficiente de variação de 14,0%, sendo quase 700N/mm^2 inferior ao valor obtido através do cálculo. Para os provetes do tipo II, o valor médio do módulo de distorção é de $2519,1\text{N/mm}^2$ (C.V.=15,3%), sendo cerca de 800N/mm^2 inferior ao valor obtido por cálculo. Assim pode-se concluir que os valores obtidos por regressão linear não correspondem a uma boa aproximação do valor de G obtido segundo a norma de ensaio, ASTM E519-02.

Tabela 5.19 - Quadro resumo dos valores da resistência ao corte e do módulo de distorção dos provetes de alvenaria.

Tipo de provetes	Propriedade mecânica	Grandeza Estatística	Unidades	Provetes D
Tipo I	Resistência ao corte	Média	(N/mm ²)	0,4
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	0,1
		Coeficiente de variação	(%)	33,0
	Módulo de distorção (ensaio de rotura)	Média	(N/mm ²)	2511,6
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	401,9
		Coeficiente de variação		16,0
	Módulo de distorção (regressão linear)	Média	(N/mm ²)	1867,7
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	260,6
		Coeficiente de variação		14,0
Tipo II	Resistência ao corte	Média	(N/mm ²)	0,3
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	0,0
		Coeficiente de variação	(%)	6,3
	Módulo de distorção (ensaio de rotura)	Média	(N/mm ²)	3362,6
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	731,7
		Coeficiente de variação		21,8
	Módulo de distorção (regressão linear)	Média	(N/mm ²)	2519,1
		Desvio Padrão	(N/mm ²)	386,2
		Coeficiente de variação		15,3

5.10.9. EVOLUÇÃO DO DANO E CONCLUSÕES

Para os provetes com argamassa com cimento C32,5N, preenchimento de juntas verticais, obtiveram-se os danos finais apresentados em seguida.

5.10.9.1. D1

O primeiro provete foi ensaiado no dia 1 de Fevereiro de 2016, com quarenta e cinco dias.

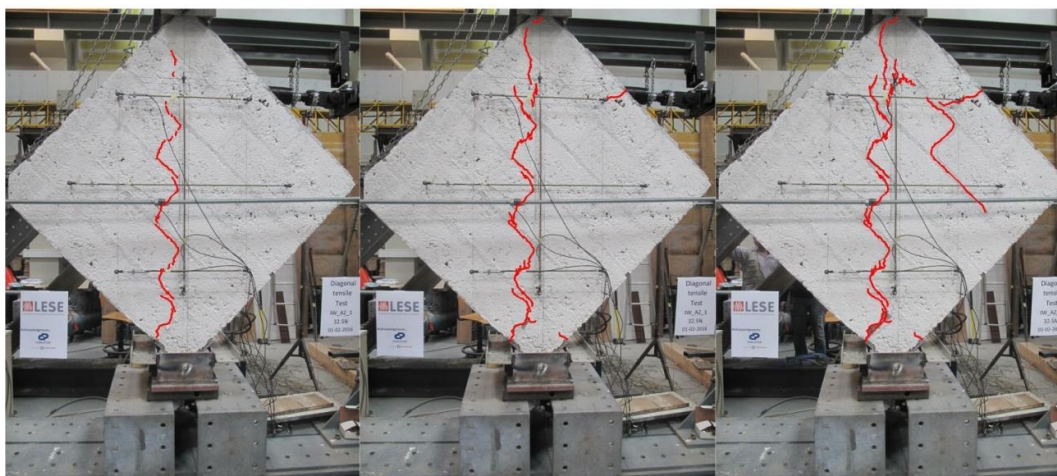


Fig. 5.111 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 1.

Na Fig. 5.111 ilustra-se o traçado do dano no provete D1 no ensaio de compressão diagonal, onde a fissuração arranca pela junta vertical mais próxima da zona de aplicação da carga no vértice inferior, seguindo depois para cima pelas juntas verticais e horizontais.

No decorrer deste ensaio a primeira fenda tem um aspeto de escada como pode-se ver primeira foto da sequência da Fig. 5.111, ocorrendo toda em simultâneo. Com o aumento do carregamento houve uma tendência para a abertura de fendas na segunda fiada horizontal a contar de cima. As fendas seguiram, principalmente, a zona das juntas verticais e horizontais. Neste caso apenas três blocos sofreram fendilhação, sendo um deles, o bloco em contacto com o cabeço metálico onde era aplicada a carga.

A nível lateral só ocorreu fendilhação no lado direito superior resultante do prolongamento da fenda representada na Fig. 5.111 e atravessando o bloco.

Dano final:

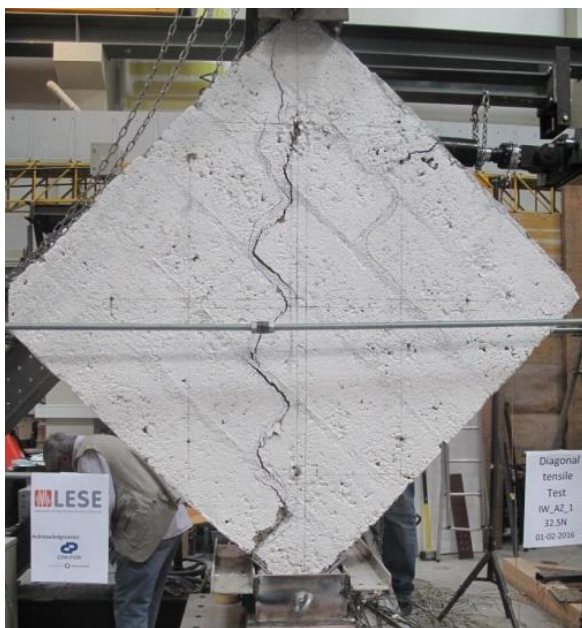


Fig. 5.112 - Parte da frente do provete.



Fig. 5.113 - Parte de trás do provete.

5.10.9.2. Provete D2

O ensaio do segundo provete foi feito no dia 2 de Fevereiro de 2016 com quarenta e seis dias.

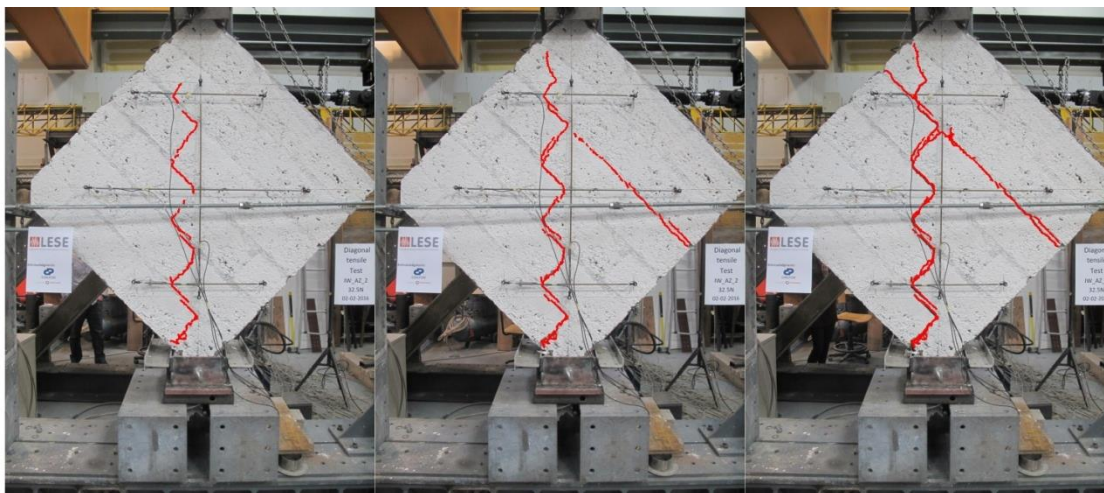


Fig. 5.114 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 2.

Ocorreu a primeira fenda ao longo da altura do provete, em escada como mostra a primeira imagem da sequência temporal da Fig. 5.114. Com o aumento da carga aplicada no provete, é possível ver a abertura de fendas na segunda fiada de blocos, a contar de cima, atravessando completamente o provete na sua largura.

Pode-se notar que neste ensaio apenas um bloco sofreu fendilhação. A restante abertura de fendas ocorreu ao longo das juntas verticais e horizontais.

A nível lateral houve apenas fendilhação no lado inferior direito, próximo da segunda junta de assentamento a contar de cima do provete.

Dano final:

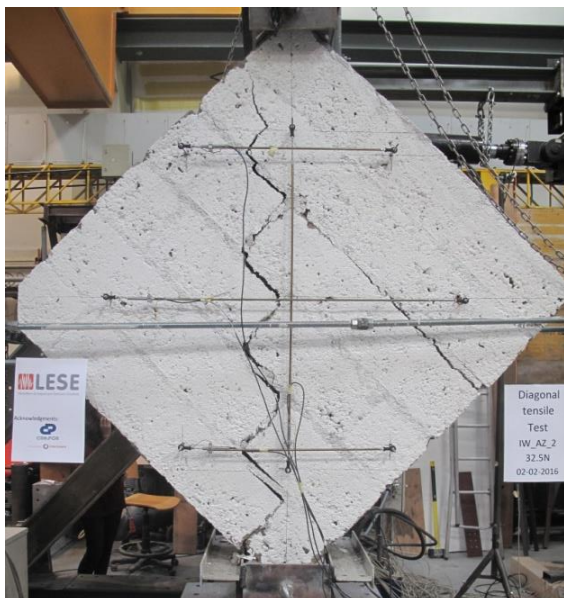


Fig. 5.115 - Parte da frente do provete.

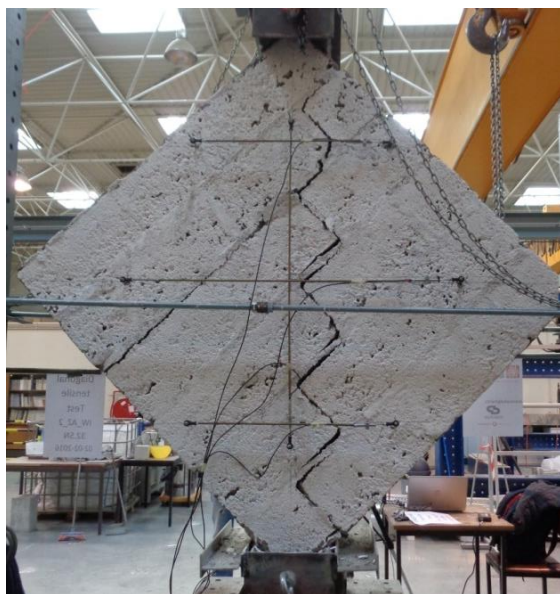


Fig. 5.116 - Parte de trás do provete.

5.10.9.3. Provete D3

No dia 3 de Fevereiro de 2016 realizou-se o ensaio do terceiro provete com uma idade de quarenta e sete dias.

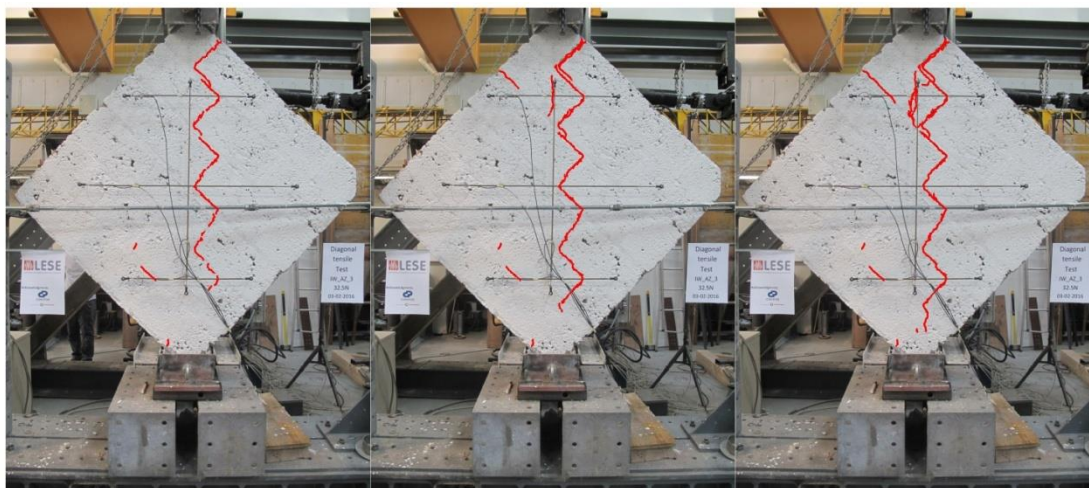


Fig. 5.117 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 3.

Face ao carregamento imposto pelo atuador hidráulico, o provete (Fig. 5.117) apresentou a primeira fenda ao longo das juntas verticais e horizontais na vertical, em escada, atravessando quase a totalidade da altura do provete. Como se pode observar neste caso, a fenda ocorreu à direita do centro, ao contrário dos dois provetes anteriores, o que aconteceu devido a ter-se colocado a junta vertical mais próxima neste caso do lado direito. Ocorreram fendas em apenas dois dos blocos constituintes do provete, sendo um deles, o bloco inserido no cabeço metálico inferior, que estava sujeito a grandes cargas, por ser ponto de reação da ação. Não foram detetadas fissuras a nível de ambos os lados do provete.

Dano final:

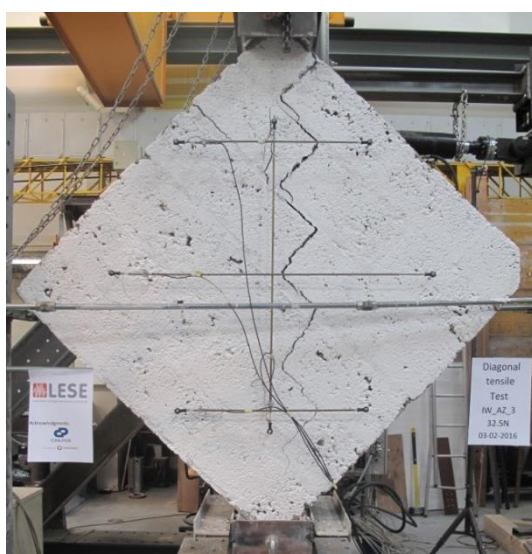


Fig. 5.118 - Parte da frente do provete.



Fig. 5.119 - Parte de trás do provete.

5.10.9.4. Provete D4

O quarto provete foi ensaiado com quarenta e oito dias, a 4 de Fevereiro de 2016.

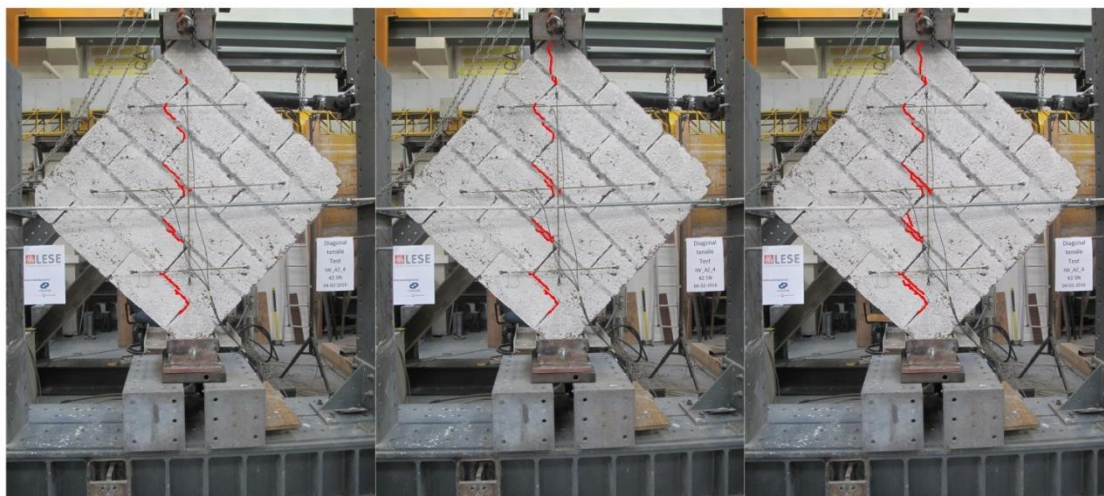


Fig. 5.120 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 4.

Este provete (Fig. 5.120) sofreu a primeira fenda ao longo das juntas de assentamento. Como as juntas verticais nestes provetes não foram preenchidas, não foi tão visível a fendilhação ao longo destas. Ocorreram fendas em duas unidades de alvenaria no total, sendo uma delas a do topo, em contacto com o cabeçote metálico, logo numa zona de maior carga, surgindo a grande maioria da fissuração ao longo das juntas de assentamento. Não ocorreram fissuras nos lados do provete.

Dano final:



Fig. 5.121 – Parte da frente do provete.



Fig. 5.122 - Parte de trás do provete.

5.10.9.5. Provete D5

O ensaio do quinto provete foi feito no dia 4 de Fevereiro de 2016, com quarenta e oito dias.

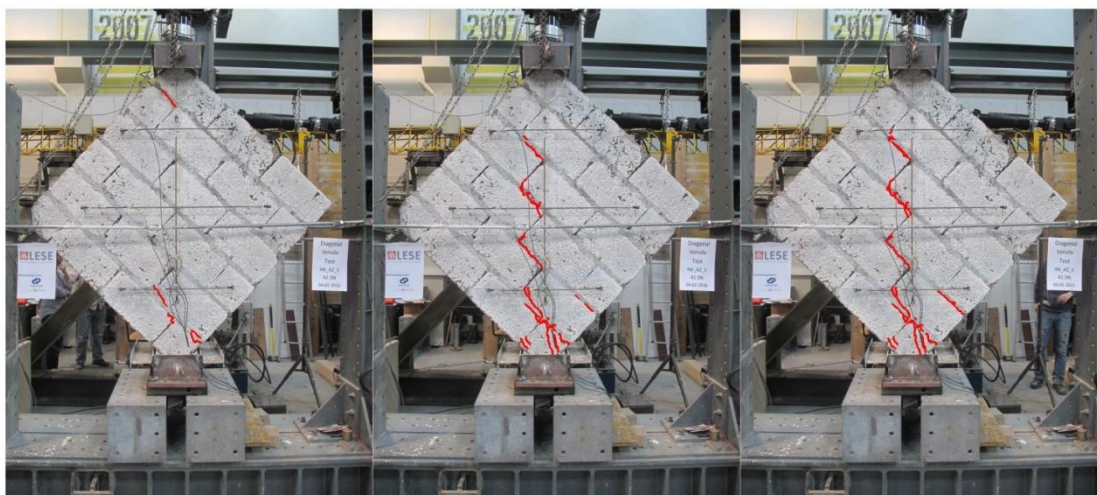


Fig. 5.123 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 5.

Pôde-se observar a evolução das fendas (Fig. 5.123) desde as juntas de assentamento mais próximas dos pontos de aplicação da carga e reação, proliferando-se com o aumento da carga para as juntas de assentamento do centro do provete e abertura de fendas no bloco em contacto com o cabeço metálico inferior. Apenas houve fendilhação em duas unidades de alvenaria na parte inferior do provete. Não se observaram fendas nos lados do provete.

Dano final:

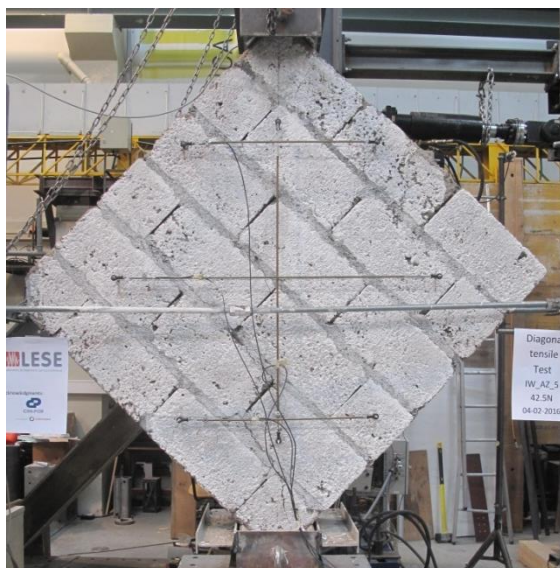


Fig. 5.124 - Parte da frente do provete.



Fig. 5.125 - Parte de trás do provete.

5.10.9.6. Provete D6

No dia 5 de Fevereiro de 2016 fez-se o ensaio ao sexto provete tendo este quarenta e nove dias.

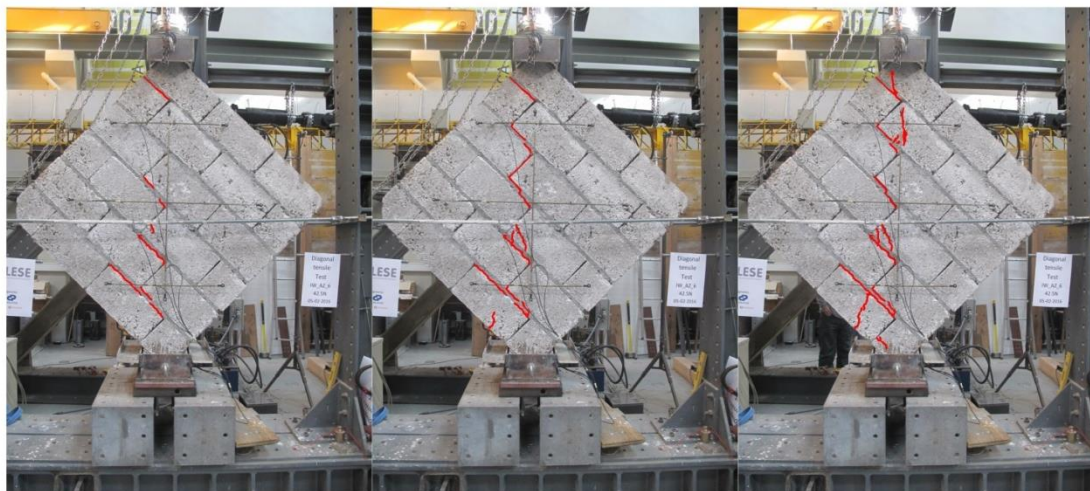


Fig. 5.126 - Evolução no tempo da abertura de fendas com o aumento do carregamento do provete 6.

No decorrer do ensaio do sexto provete (Fig. 5.126) como o anterior houve fendilhação principalmente nas juntas, sendo neste caso também visível a fissuração dos blocos em contacto com os cabeçotes metálicos (aplicação da carga e reação). Houve fissuras em cinco unidades de alvenaria. Houve fissuração lateral no lado inferior esquerdo, resultante do prolongamento da fissuração da unidade de alvenaria nas faces posterior e anterior.

Dano final:



Fig. 5.127 - Parte da frente do provete.



Fig. 5.128 - Parte de trás do provete.

Todos os provetes ensaiados à compressão segundo a diagonal, tiveram rotura quase imediata, de ambos os tipos ensaiados.

Pode-se concluir, portanto, que neste tipo de ensaio, a rotura dá-se, principalmente, pelas juntas de verticais e horizontais, sendo o caminho desta fissuração seguido pela junta vertical ou horizontal superior mais próxima da zona de aplicação da carga como pode-se ver nas Fig. 5.129 e Fig. 5.130.

Como pode-se ver na Fig. 5.129 (a), como a junta de assentamento está mais próxima (0,20 m) da zona de aplicação da carga, do que a junta vertical (0,40 m) a rotura do provete dá-se pela junta de assentamento. Por outro lado, quando colocou-se o terceiro provete com a disposição da Fig. 5.129 (b) ou seja, simétrica em relação ao eixo horizontal do provete, em relação à disposição anterior, como a distância da zona de aplicação da carga é a mesma em relação à junta de assentamento (0,20m) e a junta vertical (0,20m) a rotura poderia ocorrer em qualquer um dos dois lados. No ensaio a rotura do terceiro provete ocorreu pela junta vertical, isto é, pelo lado direito, dispondo a mesma estrutura de fissuração em escada ao longo das juntas verticais e horizontais.

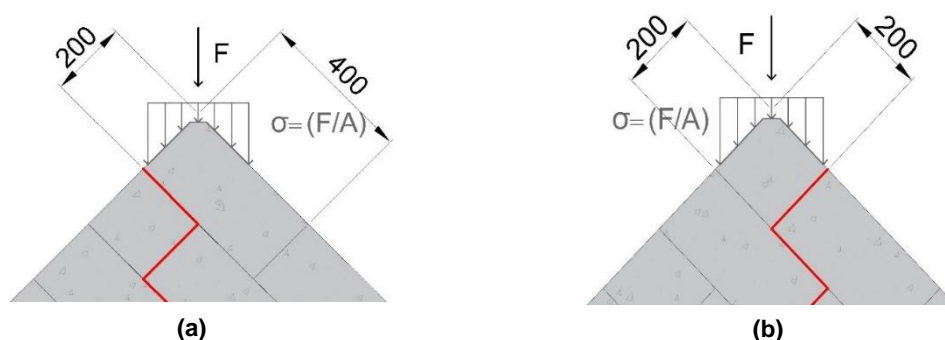


Fig. 5.129 - Esquema representativo das distâncias das juntas mais próximas da zona de aplicação da carga, no caso da disposição de ensaio dos provetes: (a) D1 e D2; (b) D3 (dimensões em mm).

Assim conclui-se que por a argamassa ser menos resistente às cargas de corte aplicadas do que os blocos de betão, a rotura do provete dá-se pelo lado em que a argamassa está mais próxima do ponto de aplicação da carga.

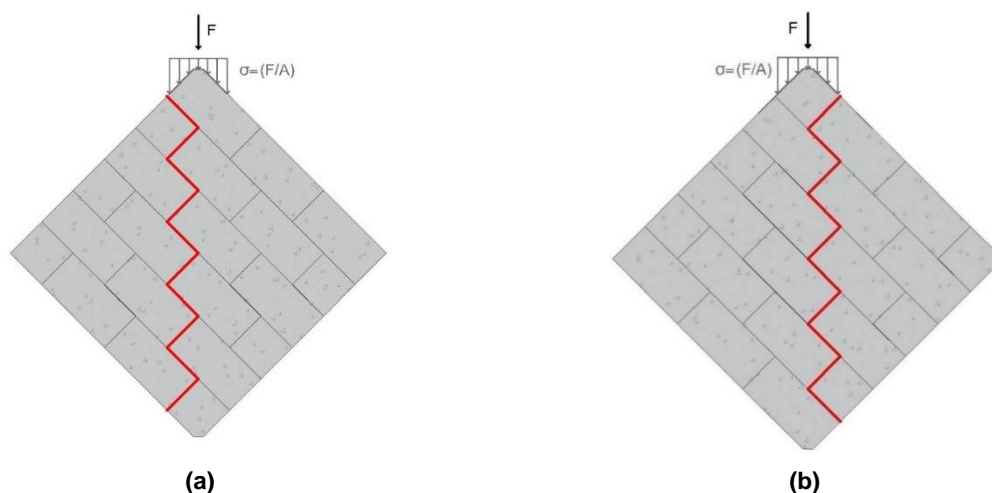


Fig. 5.130 - Esquema do tipo de rotura que ocorreu e disposição das juntas: (a) Provetes D1 e D2; (b) Provete 3.

Há que salientar também o facto de a rotura dos provetes ocorrer maioritariamente no limite entre a argamassa e a unidade de alvenaria, pois a aderência entre os dois materiais não tem atrito suficiente para suportar as tensões de corte.

5.11. ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO

O ensaio de determinação da resistência à flexão foi conduzido de acordo com a norma NP EN 1052-2 2002 [64]. Este ensaio tem por objetivo determinar a resistência à flexão de pequenos provetes de alvenaria segundo os dois eixos principais de aplicação da carga, para tal aplica-se uma carga na maior face do provete, perpendicularmente a esta, segundo um plano de rotura paralelo e perpendicular às juntas horizontais, registando-se a carga máxima resistida.

5.11.1. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO UM PLANO DE ROTURA PARALELO ÀS JUNTAS HORIZONTAIS

5.11.1.1. Definição dos Provetes

Segundo a norma, no dimensionamento dos provetes, deve-se ter em conta:

“(…) As dimensões dos provetes de alvenaria devem ser escolhidas por forma a que a distância entre os apoios interiores e exteriores não seja inferior à espessura do provete de alvenaria. A espessura do provete deve ser igual a t_u , salvo especificação do contrário.” [64].

“(…) A distância entre os apoios interiores pode variar de modo a acompanhar o formato da alvenaria, mas deve ser compreendida entre 0,4 e 0,6 do espaçamento dos apoios exteriores. Sempre que possível dispor os apoios interiores a igual distância de duas juntas de argamassa consecutivas paralelas a estes apoios.” [64].

Na norma em questão, pode-se ainda encontrar a Tabela 5.20.

Tabela 5.20 - Dimensões dos provetes para ensaio da resistência à flexão de alvenaria [64].

Direção	h_u (mm)	b (mm)	Condições adicionais
Resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais	Qualquer	≥ 400 e $\geq 1,5 l_u$	No mínimo duas juntas horizontais na dimensão l_2 .
Resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais	≤ 250	≥ 240 e $\geq 3 h_u$	No mínimo uma junta vertical em cada fiada na dimensão l_2 .
	> 250	≥ 1000	No mínimo uma junta horizontal e uma junta vertical em cada fiada na dimensão l_2 .

Assim, dimensionaram-se os muretes para ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais, sendo necessário no mínimo 5 provetes deste tipo, tendo em conta a equação (5.24.).

$$b \geq 1,5 \times l_u = 1,5 \times 400 = 600mm \quad (5.24.)$$

Como na dimensão l_2 tem que haver no mínimo duas juntas horizontais e deixando 50 mm de cada extremidade do provete aos apoios exteriores, e 270 mm (t_u) entre os apoios exteriores e interiores, dimensionou-se o comprimento l_1 e l_2 da forma apresentada na Fig. 5.111.

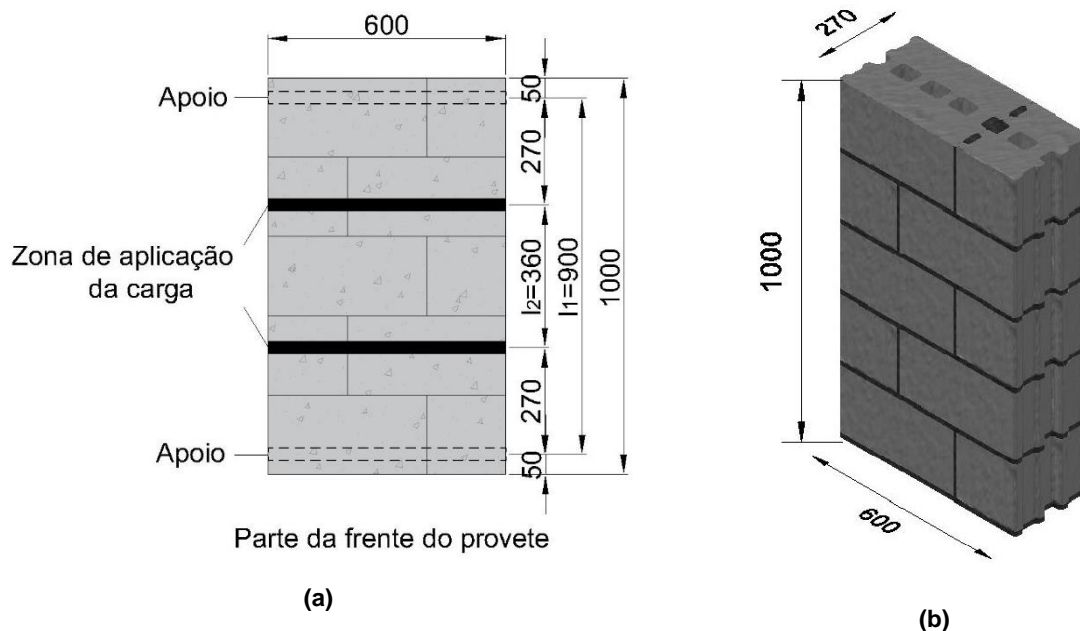


Fig. 5.131 - Provede para resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais:
(a) Esquema do provede com no mínimo duas juntas horizontais na dimensão l_2 ; (b) Aspeto final do provede e dimensões (dimensões em mm).

Verificando se o valor de l_2 se encontra no intervalo definido pela norma, obtém-se a seguinte equação:

$$0,4 \times l_1 \leq l_2 \leq 0,6 \times l_1 \Leftrightarrow 0,4 \times 0,9 = 0,36m \leq l_2 = 0,36m \leq 0,6 \times 0,9 = 0,54m \quad (5.25.)$$

Nos provedes para ensaio de resistência à flexão, segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais, usaram-se 2,5 blocos por 5 fiadas, por provede.

5.11.1.2. Setup Experimental

Na Fig. 5.133 apresenta-se o setup de ensaio preparado. Utilizou-se um conjunto de vários perfis metálicos de modo a colocar o provede centrado com o ponto de aplicação de carga e a suportar as cargas nos apoios.



Fig. 5.132 - Setup de ensaio adotado.

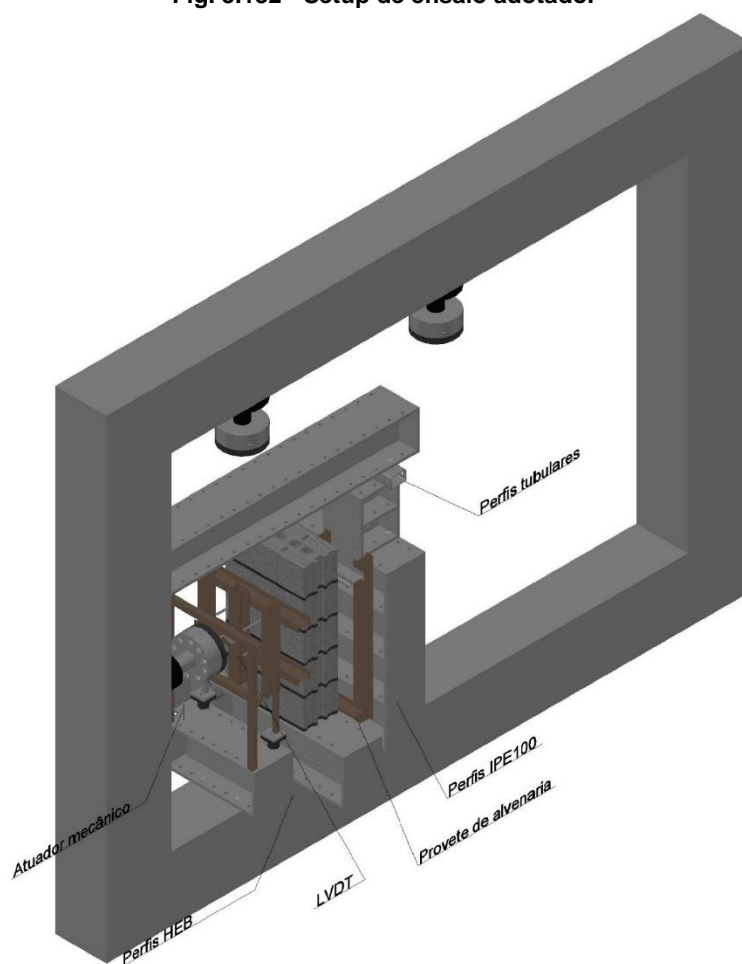


Fig. 5.133 - Vista do setup de ensaio à flexão segundo um plano paralelo às juntas.

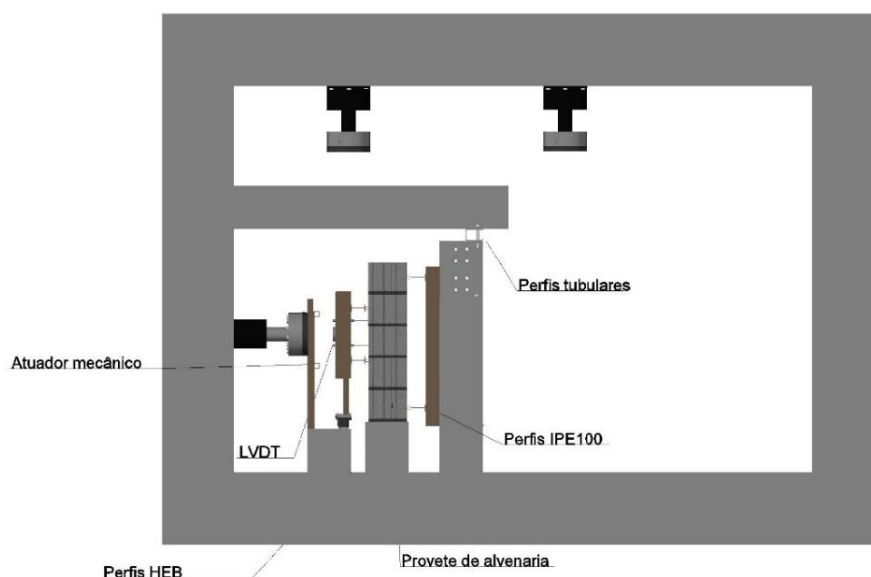


Fig. 5.134 - Alçado principal do setup de ensaio de provetes para determinar a resistência à flexão segundo um plano paralelo às juntas horizontais.

5.11.1.3. Instrumentação

Para uma correta concretização deste ensaio no âmbito dos princípios definidos na norma de ensaio NP EN 1052-2 [64], foram necessários os seguintes materiais e equipamentos:

- Máquina de ensaio composta por um atuador hidráulico disposto segundo o setup definido (Fig. 5.134);
- Transdutores de deslocamento, LVDTs, para medição de deformações dos provetes durante o ensaio, com uma precisão na ordem de $\pm 25 \times 10^{-6}$;
- Equipamento para aquisição de dados, composto por dois computadores, um para controlo do atuador mecânico e outro para registo dos dados dos LVDTs, com o mesmo programa já referido na descrição dos ensaios anteriores.

Utilizou-se um conjunto de perfis metálicos do tipo HEB 300 para que houvesse uma base de apoio do provete para que ficasse centrado com o atuador e perfis IPE 100 para que se efetuasse a aplicação de carga conforme a norma e ter-se as condições de apoio exigidas. Assegurou-se que a base de cada provete estava livre de atrito, colocando-a sobre duas folhas de polietrafluoretileno (teflon) lubrificadas entre elas.

O atuador hidráulico, utilizado neste ensaio, possui uma capacidade máxima de 100kN. A este atuador encontrava-se acoplado um sistema rotulado sob a célula de carga para acomodar possíveis deslocamentos do provete, resultantes, como já foi referido, por irregularidades de construção. O controlo do atuador neste ensaio foi por deslocamento, pelos motivos já referidos em 5.9.3, a uma velocidade de 0,02mm/s.

Usou-se um conjunto de 4 LVDTs, colocados na face do provete sujeita à ação da carga, perpendicularmente a esta, como mostra a Fig. 5.135, apesar de não serem exigidos pela norma, mas para facilitar o traçado da curva força-deslocamento. Usaram-se esferas na base dos perfis metálicos, como pode-se ver no canto inferior esquerdo da Fig. 5.135 para que o pórtico de aplicação da carga conseguisse acompanhar o movimento do atuador.

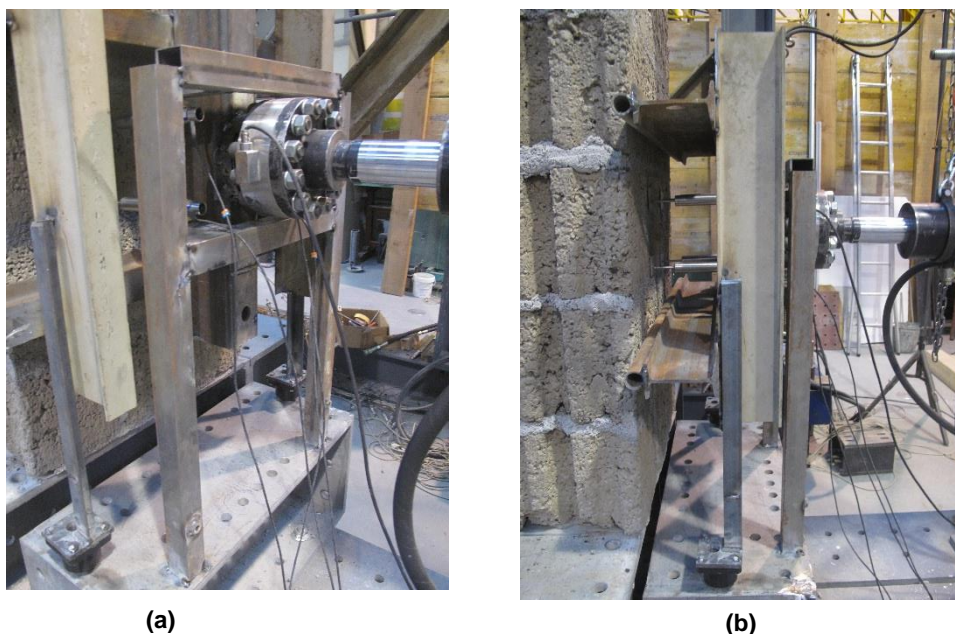


Fig. 5.135 – Posição dos LVDTs, perpendicularmente à fase de aplicação da carga.

5.11.1.4. Metodologia de Ensaio

Este ensaio visou determinar a resistência à flexão de provetes de alvenaria, dimensionados segundo a norma aplicável NP EN 1052-2, assim como a caracterização da curva de resposta força-deslocamento nos provetes de alvenaria.

O princípio do ensaio baseia-se na aplicação de uma carga ao longo do comprimento em duas zonas, distanciadas de modo a que existam pelo menos duas juntas horizontais entre elas. Estas cargas devem ser suportadas por apoios distanciados a 50mm do exterior do provete e entre si a uma distância já explicada no ponto 5.11.1.1. Para que a caracterização da curva força-deslocamento fosse possível, colocaram-se quatro LVDTs perpendicularmente à face de aplicação da carga, dispostos como mostra a Fig. 5.136.

De modo a determinar-se a resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais, o procedimento de ensaio adotado foi o seguinte:

- Construíram-se os provetes em laboratório e esperou-se até à cura;
- Montou-se um Setup com a máquina de ensaio à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais e colocou-se o provete no mesmo, com o auxílio da ponte existente no LESE, ficando centrado com o atuador hidráulico (Fig. 5.137 (a)) e sobre as folhas de teflon (Fig. 5.137 (b));
- Colocou-se a instrumentação, os LVDTs, no provete como se pode ver na Fig. 5.136, na face de aplicação de carga, perpendicularmente a esta;
- Ajustou-se a célula de carga ao provete;
- Aplicou-se carga nos provetes, a uma velocidade de 0,02mm/s, até à rotura;
- Registou-se continuamente a carga aplicada, assim como as extensões em quatro pontos dos provetes.
- Após rotura, registaram-se as fendas ocorridas em cada provete fotograficamente.

Em cada ensaio, de cada provete, efetuaram-se as seguintes medições:

- Dimensões da secção transversal do provete paralela aos apoios, arredonda ao milímetro;
- Espaçamento dos apoios exteriores e interiores em milímetros;
- Carga máxima $F_{i,máx}$ em Newtons com arredondamento a 10N. Tendo em conta a rejeição de qualquer resultado quando a rotura não ocorra entre os apoios interiores;
- Intervalo de tempo desde o início da aplicação da carga até ser atingida a carga máxima;
- Padrão de fissuração;
- Distância entre os diversos pontos de leitura dos deslocamentos;
- Deslocamentos nos quatro pontos considerados e definidos na Fig. 5.136.

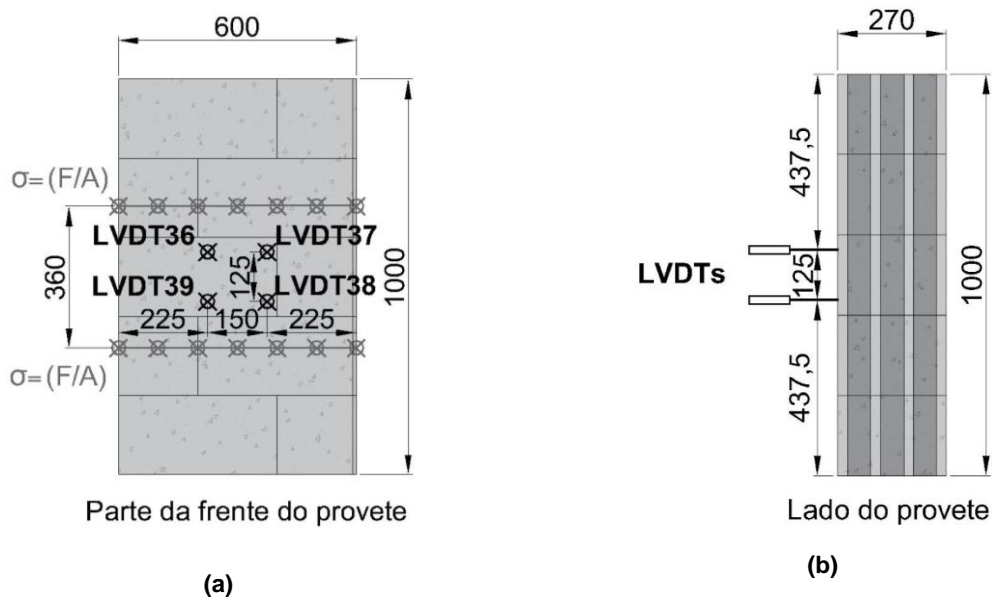


Fig. 5.136 - Esquema funcional do ensaio de caracterização mecânica à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais e instrumentação adotada (dimensões em mm).

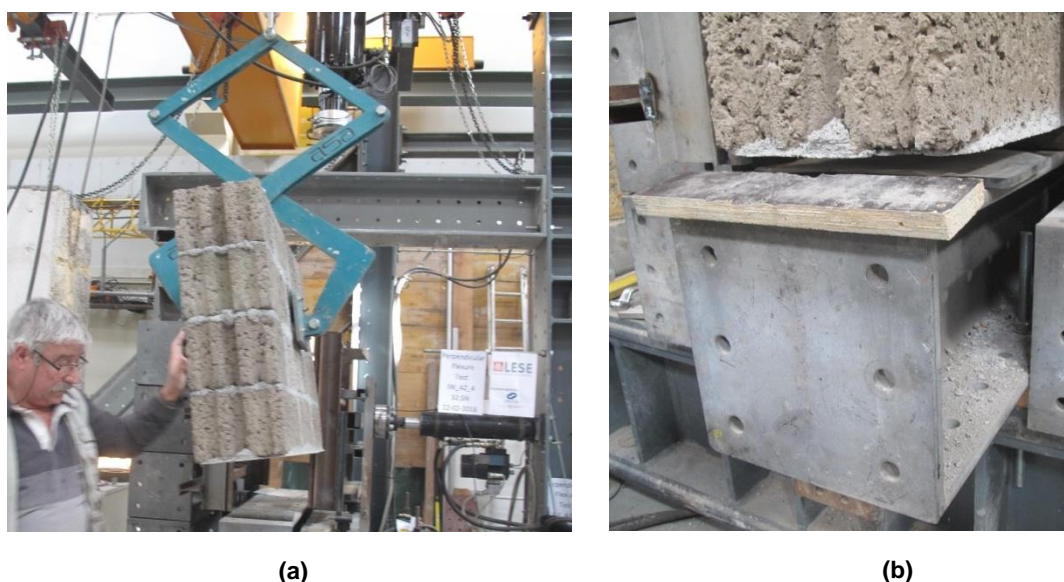


Fig. 5.137 - (a) Transporte do provete e colocação no setup de ensaio; (b) Pormenor das folhas de teflon lubrificadas colocadas debaixo do provete.

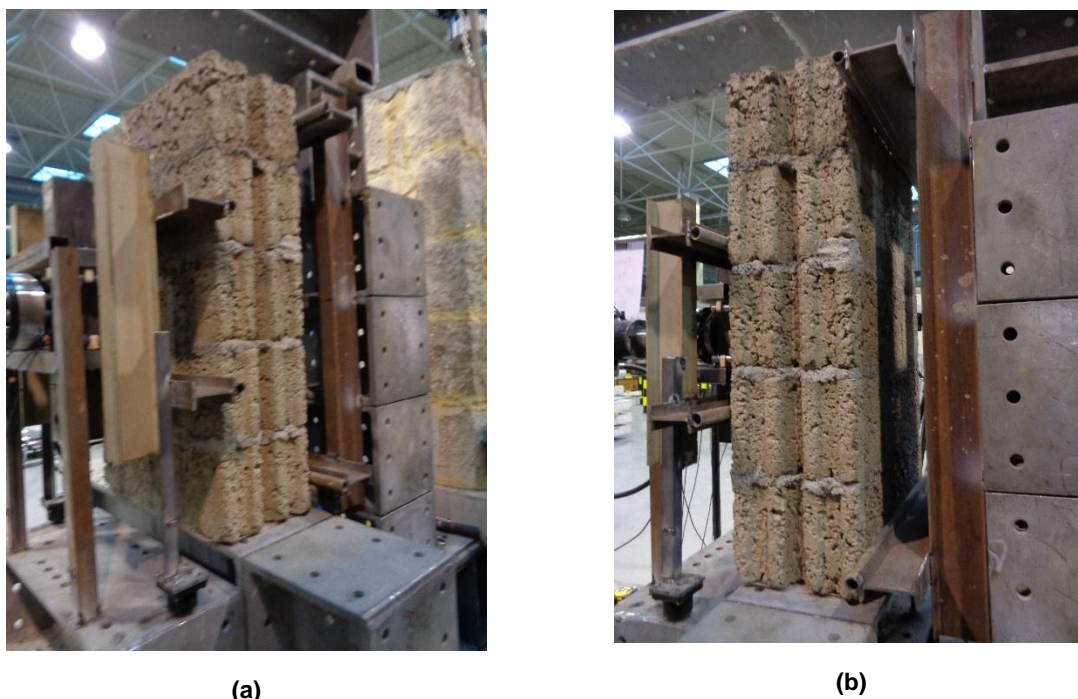


Fig. 5.138 - Pormenorização das zonas de aplicação de carga e de apoio dos provetes: (a) Lado da aplicação de carga; (b) Lado dos apoios.

5.11.1.5. Processamento dos Resultados

Para cada provete considerado e para a direção do plano de rotura considerada neste ensaio, foi calculada a resistência à flexão de cada provete, f_{xi} , de acordo com a equação (5.26.), sendo o valor da resistência média à flexão arredondada a 0,01N/mm².

$$f_{xi} = \frac{3F_{i,máx}(l_1 - l_2)}{2bt_u^2} \quad (5.26.)$$

onde:

- $F_{i,máx}$ – Corresponde à carga máxima aplicada ao provete;
- l_1 – Distância entre apoios;
- l_2 – Distância entre zonas de aplicação de carga;
- b – Largura do provete perpendicular à direção do vão;
- t_u – Espessura do provete.

A resistência característica à flexão, f_k , com arredondamento a 0,01N/mm², pode ser calculada, para o caso de ensaio em cinco provetes, segundo a equação (5.27.).

$$f_k = \frac{f_{média}}{1,5} \quad (5.27.)$$

em que:

- $f_{média}$ – Corresponde à resistência média à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas verticais.

5.11.1.6. Resistência à Flexão Segundo um Plano de Rotura Paralelo às Juntas Horizontais

Determinou-se a resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais segundo a norma de ensaio NP EN 1052-2 [64], cujo procedimento de ensaio foi descrito anteriormente. Consideraram-se cinco provetes de alvenaria de bloco de betão.

5.11.1.7. Apresentação de resultados

Neste ensaio foi aplicado um ciclo de carga até à rotura do murete, sendo possível, graças à instrumentação utilizada, realizar diagramas forças versus deslocamentos, patenteados na Fig. 5.139, onde é visível a carga máxima que cada provete foi capaz de resistir, assim como a abertura de fendas nos provetes antes de estes atingirem a rotura. Como já foi referido nos ensaios anteriores, os provetes ao abrirem as primeiras fissuras são capazes de rearranjarem-se internamente e ganhar resistência novamente resistindo às cargas.

A rotura dos provetes sobre os ensaios de flexão, ao contrário do que aconteceu para os ensaios de compressão e corte de alvenarias, possuem uma rotura quase instantânea, havendo logo uma queda considerável da carga de forma semelhante à dos diagramas da envolvente de rotura das argamassas (5.7.8). Logo a rotura neste tipo de ensaio é do tipo frágil, não é visível qualquer tipo de ductilidade dos provetes.

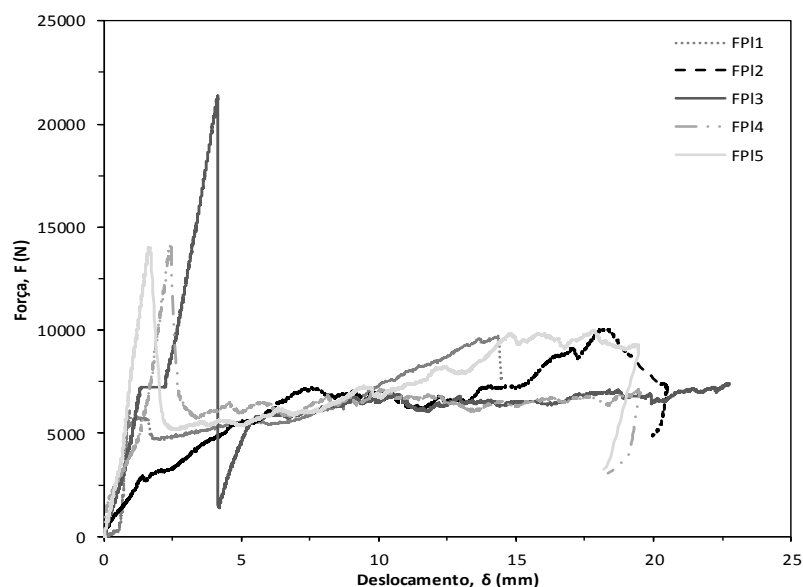


Fig. 5.139 - Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano paralelo às juntas.

Na Tabela 5.21 mostram-se os resultados do ensaio, as características geométricas dos provetes, a força máxima aplicada aos muretes assim como a resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas e o seu valor médio. Obteve-se uma resistência média de $0,25\text{N/mm}^2$ e uma carga máxima média de $13853,4\text{N}$.

Tabela 5.21 - Resistência à flexão segundo um plano paralelo às juntas.

Ensaio	Provete	l_1 (mm)	l_2 (mm)	b (mm)	t_u (mm)	$F_{m\acute{a}x}$	f_{xi} (N/mm ²)
Ensaio de flexão segundo um plano paralelo às juntas horizontais	FPI1	900	360	605	270	9712	0,18
	FPI2	900	360	605	270	10077	0,19
	FPI3	900	360	605	270	21356	0,39
	FPI4	900	360	605	270	14101	0,26
	FPI5	900	360	605	270	14021	0,26
	Média (N/mm ²)	900,0	360,0	605,0	270,0	13853,4	0,25
	Desvio Padrão (N/mm ²)	0,0	0,0	0,0	0,0	4685,0	0,09
	C. V. (%)	0,0	0,0	0,0	0,0	33,8	33,8

Calculou-se também a resistência característica à flexão, a partir da equação (5.27.), obtendo-se o valor de 0,17N/mm².

$$f_k = \frac{0,25}{1,5} = 0,17 \text{ N/mm}^2 \quad (5.28.)$$

5.11.1.8. Análise e Discussão de Resultados

Na Tabela 5.22 apresenta-se um quadro resumo da análise estatística efetuada para os resultados obtidos para os diferentes provetes ensaiados, por forma a aferir a validade dos resultados obtidos. A resistência média à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais é de 0,25N/mm², com um coeficiente de variação de 33,8%. O valor elevado do coeficiente de variação tem como causa a elevada resistência à rotura oferecida pelo provete FPI3, visível também no gráfico da Fig. 5.139. Se observarem-se os resultados da resistência à flexão das argamassas utilizadas na construção dos provetes, e isto porque averiguou-se que a rotura dos provetes de alvenaria se deu geralmente pelas juntas de assentamento, há também um coeficiente de variação ligeiramente elevado para estas argamassas devido à alta resistência dos provetes 4 e 5, logo o provete que resistiu mais, foi construído meramente com estas argamassas.

Assim esta elevada variabilidade, deve-se ao facto do modo de rotura envolver a aderência entre o bloco e a argamassa e esta zona apresentar elevada variabilidade. As forças de atrito entre os blocos e a argamassa são as condicionantes para a rotura dos provetes.

Tabela 5.22 – Quadro resumo da análise estatística das propriedades mecânicas estudadas.

Propriedade mecânica	Grandeza Estatística	Unidades	Provetes FPI
Resistência à flexão segundo um plano paralelo às juntas horizontais	Média	(N/mm ²)	0,25
	Desvio Padrão	(N/mm ²)	0,09
	Coeficiente de variação	(%)	33,8

5.11.1.9. Evolução do Dano e Conclusões

Apresenta-se ainda neste subcapítulo, para cada provete ensaiado, uma sequência fotográfica, da evolução dos provetes com a aplicação da carga, até à rotura. As sequências são compostas por quatro

fotografias, que mostram a evolução das fendas e da deformada de cada provete, sendo a última fotografia da sequência correspondente ao dano final observado no provete. Todos os provetes foram ensaiados em 24 de Fevereiro de 2016, com 35 dias de idade.

5.11.1.9.1. Provete FPI1

Na Fig. 5.140, relativa ao primeiro provete observa-se que a fendilhação dá-se pela segunda junta inferior de assentamento. Após a abertura da fenda o provete tendeu a rodar em relação à linha pertencente ao plano que passa na face de aplicação da carga e ao plano onde ocorreu a fissuração.

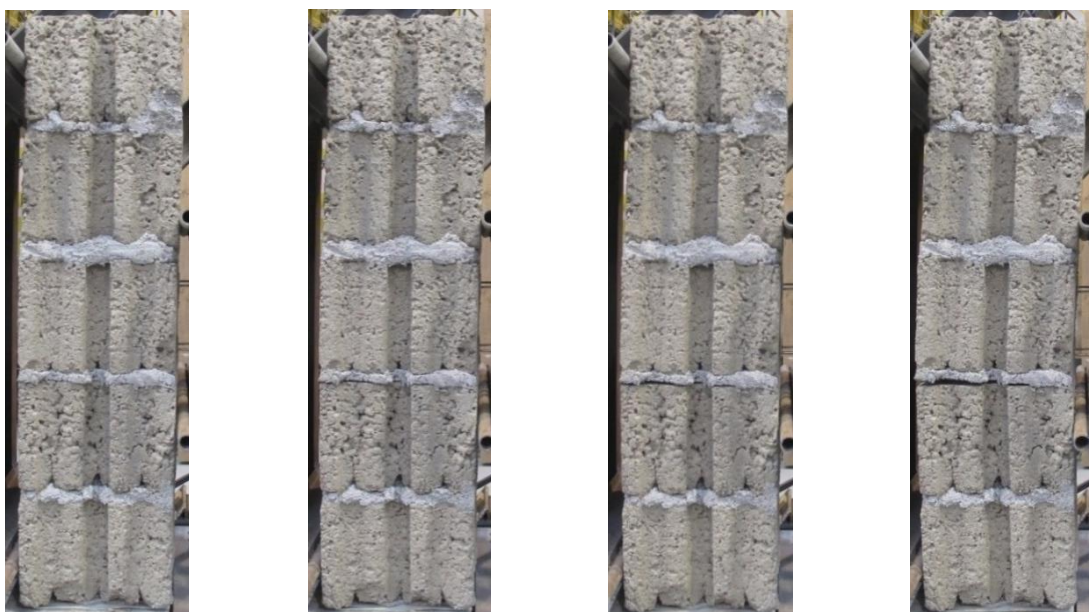


Fig. 5.140 – Evolução temporal da fendilhação do provete 1.

5.11.1.9.2. Provete FPI2

A abertura de fendas para o segundo provete (Fig. 5.141), deu-se segundo a terceira junta vertical, a contar da base, abrindo de forma semelhante ao provete anterior, e ocorrendo rotação em torno da linha também de interseção da superfície de aplicação da carga com a superfície de abertura da fenda.



Fig. 5.141 - Evolução temporal de fendilhação do provete 2.

5.11.1.9.3. Provete FPI3

O terceiro provete (Fig. 5.142), tal como o anterior também sofreu rotura pela terceira junta a contar da base do provete, ocorrendo rotação do provete segundo a linha já referida, de interseção do plano que passa na superfície de aplicação da carga e o plano onde surge as fendas.

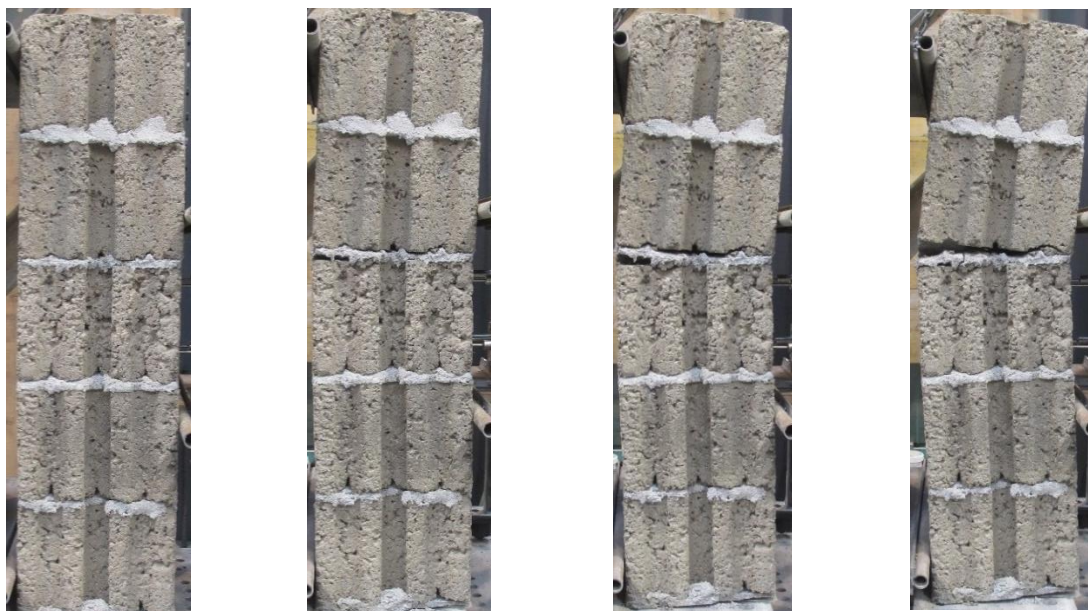


Fig. 5.142 - Evolução temporal da fendilhação do provete 3.

5.11.1.9.4. Provete FPI4

No ensaio do quarto provete à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas verticais, a rotura deste provete (Fig. 5.143) deu-se da mesma forma que nos provetes 2 e 4, rodando do mesmo modo.



Fig. 5.143 - Evolução temporal da fendilhação do provete 4.

5.11.1.9.5. Provete FPI5

O quinto e último provete (Fig. 5.144) fendilhou da mesma forma que o primeiro, ao longo da segunda junta inferior de assentamento e rodando também segundo a mesma linha.



Fig. 5.144 - Evolução temporal da fendilhação do provete 5.

Após a análise das evoluções da rotura dos provetes pode-se concluir que a rotura se deu essencialmente pelos descolamentos da argamassa e das unidades de alvenaria, como era esperado. Três dos cinco provetes abriram uma fenda na terceira junta horizontal a contar da base (Fig. 5.145 (a)) e dois a partir da segunda junta (Fig. 5.145 (c)). As respetivas deformadas para a primeira situação (Fig. 5.145 (b)) e para a segunda (Fig. 5.145 (d)), mostram o que se pôde verificar durante a rotura dos

provetes, que a rotação dos elementos ocorria em torno da linha resultante da interseção do plano que passa pela superfície de aplicação da carga e o plano da junta onde ocorreu a fissura.

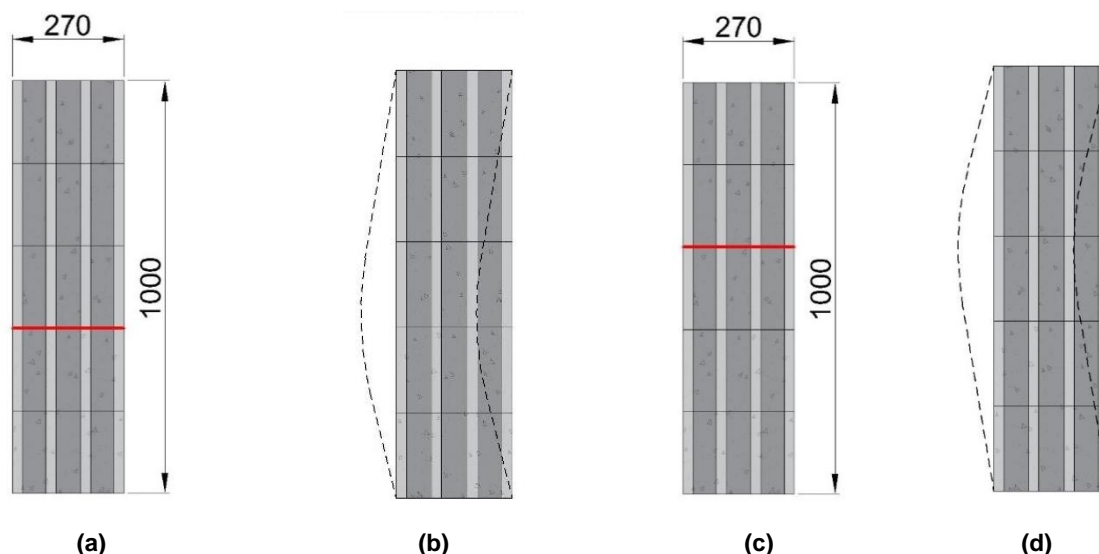


Fig. 5.145 - Esquemas representativos da rotura dos provetes (segundo a direção de carga aplicada nos ensaios, da direita para a esquerda): (a) e (c) Linha a vermelho representa as juntas horizontais ao longo das quais se deu a rotura dos provetes; (c) e (d) Deformada (linha a tracejado) observada no ensaio conforme a junta que se deu a rotura.

Como a fissuração se deu pelo limite da argamassa e do bloco, as forças de atrito entre estes dois materiais, são as principais responsáveis pelo desenvolvimento de resistência face à ação de solicitação do provete segundo um plano de rotura paralelo às juntas.

5.11.2. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO UM PLANO PERPENDICULAR ÀS JUNTAS HORIZONTAIS

5.11.2.1. Definição dos Provetes

Segundo a norma de ensaio NP EN 1052-2 [64], tendo em conta os critérios de dimensionamento já referidos no subcapítulo 5.11.1.1 e em especial atenção os aspetos referidos na Tabela 5.23 definidos para os provetes de alvenaria a serem ensaiados à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais, foi possível dimensionar os muretes da forma descrita em seguida.

Tabela 5.23 - Dimensões dos provetes para ensaio da resistência à flexão de alvenaria [64].

Direção	h_u (mm)	b (mm)	Condições adicionais
Resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais	≤ 250	≥ 240 e $\geq 3 h_u$	No mínimo uma junta vertical em cada fiada na dimensão l_2 .
	> 250	≥ 1000	No mínimo uma junta horizontal e uma junta vertical em cada fiada na dimensão l_2 .

Os provetes de alvenaria para o ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais, foram dimensionados de acordo com a equação (5.29.), sendo construídos cinco provetes deste tipo.

$$h_u = 200\text{mm} \leq 250\text{mm} \bigwedge b \geq 240\text{mm} \bigwedge b \geq 1,5 \times l_u = 3 \times 200 = 600\text{mm} \quad (5.29.)$$

Na dimensão l_2 deve existir no mínimo uma junta vertical em cada fiada, com a obrigatoriedade de, no mínimo, a distância entre cada apoio e a extremidade mais próxima do provete seja de 50 mm, e tendo em conta que a espessura do provete é de 270 mm (t_u), correspondendo à distância mínima necessária entre a zona de aplicação da carga e do apoio mais próximo, dimensionou-se o comprimento l_2 e l_1 da forma apresentada na Fig. 5.111.

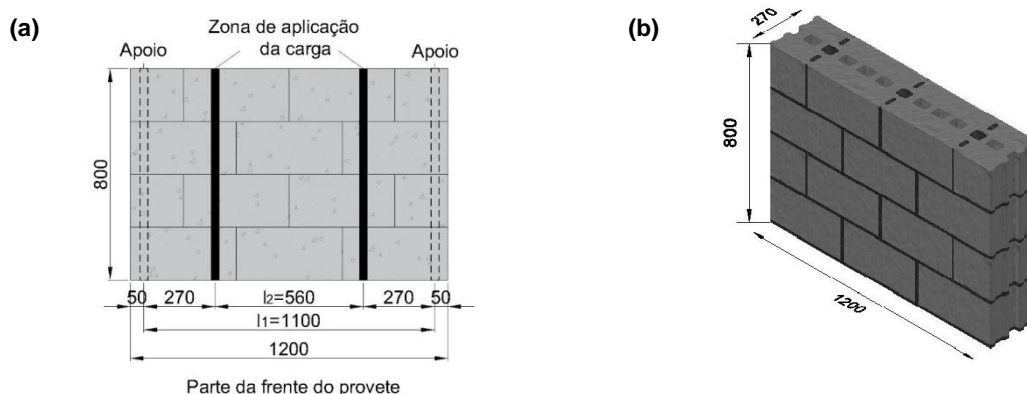


Fig. 5.146 - Provete de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais: (a) Esquema dos provetes com no mínimo uma junta vertical por fiada na dimensão l_2 ; (b) Aspeto final do provete e dimensões (dimensões em mm).

Fazendo a verificação da condição do intervalo onde deve estar o valor de l_2 , têm-se o valor obtido através da equação (5.30.).

$$0,4 \times l_1 \leq l_2 \leq 0,6 \times l_1 \Leftrightarrow 0,4 \times 1,1 = 0,44\text{m} \leq l_2 = 0,56\text{m} \leq 0,6 \times 1,10 = 0,66\text{m} \quad (5.30.)$$

No caso dos provetes para ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais, por provete utilizaram-se 3 blocos por fiada, ao longo de 4 fiadas, perfazendo um total de doze blocos por murete.

5.11.2.2. Setup Experimental

Nas Fig. 5.147, Fig. 5.148 e Fig. 5.149 apresenta-se o setup de ensaio usado para realizar os ensaios de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais. Para conceber tal esquema de ensaio foi necessário recorrer a um conjunto de perfis metálicos, de modo a haver zonas de apoio e de aplicação de carga, como as indicadas pela norma de ensaio NP EN 1052-2.



Fig. 5.147 - Setup de ensaio adotado.

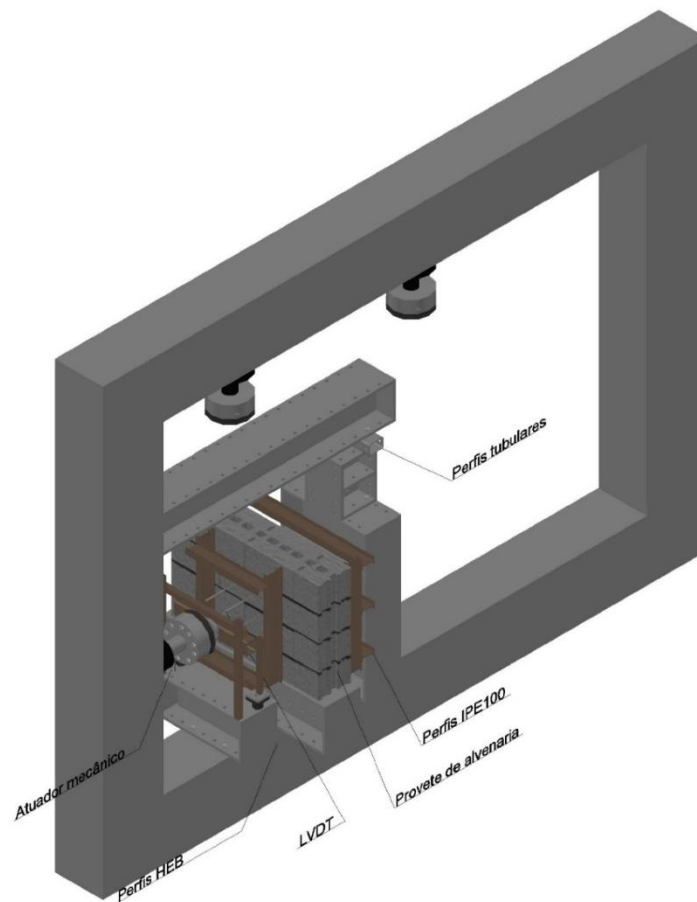


Fig. 5.148 – Vista do setup de ensaio dos provetes à flexão segundo um plano perpendicular às juntas.

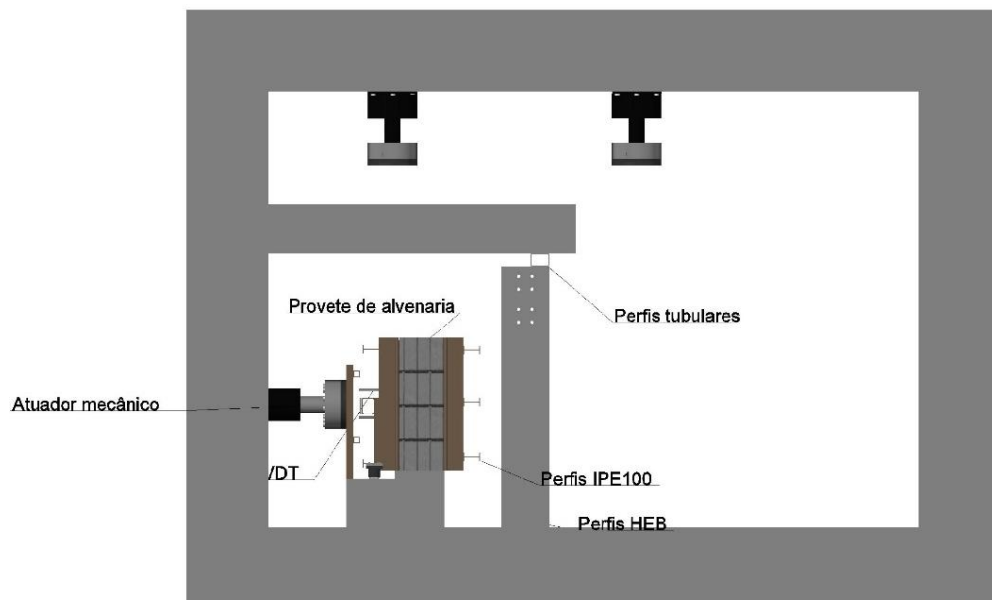


Fig. 5.149 - Alçado principal do setup de ensaio de provetes para determinar a resistência à flexão segundo um plano perpendicular às juntas horizontais.

5.11.2.3. Instrumentação

Seguindo as indicações da norma de ensaio NP EN 1052-2 [64], para a realização do ensaio de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais foi necessário:

- Máquina de ensaio composta por um atuador hidráulico disposto segundo o setup definido (Fig. 5.147);
- Transdutores de deslocamento, LVDTs, para medição de deformações dos provetes durante o ensaio, com uma precisão na ordem de $\pm 25 \times 10^{-6}$;
- Equipamento para aquisição de dados, composto por dois computadores, um para controlo do atuador mecânico e outro para registo dos dados dos LVDTs, com o mesmo programa já referido na descrição dos ensaios anteriores.

De modo a criar as zonas de aplicação de carga e de apoio suficientemente rígidas para fazer face às cargas aplicadas no provete, recorreu-se a um conjunto de perfis metálicos do tipo IPE100, apoiando-se os provetes num conjunto de perfis HEB 300, montados por forma a centrar o provete com a máquina de ensaio e como mostra a Fig. 5.148.

Tal como para o ensaio de flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais, apoiou-se o provete sobre duas folhas de polietrafluoretileno (teflon) lubrificadas entre elas.

O atuador hidráulico, utilizado neste ensaio, possui uma capacidade máxima de 100kN, estando acoplado a um sistema rotulado sob a célula de carga para acomodar possíveis deslocamentos do provete, tal como referido no ensaio anterior (5.11.1.3).

Usaram-se quatro transdutores de deslocamento, colocados na face do provete sujeita à ação da carga, perpendicularmente a esta, como mostra a Fig. 5.150 (a), para se poder traçar a curva força-deslocamento.

No pórtico de aplicação da carga, colocaram-se duas esferas metálicas, uma em cada lado, para este acompanhar o movimento do atuador hidráulico e aplicar a carga ao provete (Fig. 5.150 (b)).



(a)



(b)

Fig. 5.150 - Posição dos LVDTs, perpendicularmente à fase de aplicação da carga.

5.11.2.4. Metodologia de Ensaio

No cômputo geral este ensaio permite determinar a resistência à flexão de provetes de alvenaria, de acordo com a norma de ensaio NP EN 1052-2, e determinar a curva de resposta força-deslocamento dos provetes de alvenaria.

O princípio do ensaio baseia-se na aplicação de uma carga ao longo do comprimento em duas zonas, distanciadas como já foi referido em 5.11.2.4 e de acordo com o estabelecido na norma. O pórtico de reação deve ser capaz de absorver as cargas aplicadas ao provete e ficar a uma distância de no mínimo 50mm de cada extremidade do provete sendo a dimensão entre os apoios definida em Fig. 5.146 (a). Colocaram-se quatro LVDTs perpendicularmente à face de aplicação da carga, Fig. 5.151.

Os passos do ensaio são em tudo semelhantes aos do ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais.

Para se determinar a resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais, seguiu-se o procedimento descrito em seguida:

- Construíram-se os provetes em laboratório e esperou-se até à cura;
- Montou-se um Setup com a máquina de ensaio à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais e colocou-se o provete no mesmo, com o auxílio da ponte existente no LESE, ficando centrado com o atuador hidráulico (Fig. 5.148) e sobre as folhas de teflon;
- Colocaram-se os transdutores de deslocamento, no provete (Fig. 5.151), perpendicularmente à face de aplicação de carga;
- Ajustou-se a célula de carga ao provete;
- Aplicou-se a carga a uma velocidade de 0,02mm/s, até à rotura dos muretes;
- Efetuou-se um registo continuo do valor da carga aplicada e das extensões em quatro pontos dos provetes.
- Após rotura, registaram-se as fendas ocorridas em cada provete fotograficamente.

Para o ensaio de cada provete, efetuaram-se as seguintes medições:

- Dimensões da secção transversal do provete paralela aos apoios, arredonda ao milímetro;
- Espaçamento dos apoios exteriores e interiores em milímetros;
- Carga máxima $F_{i,máx}$ em Newtons com arredondamento a 10N. Tendo em conta a rejeição de qualquer resultado quando a rotura não ocorra entre os apoios interiores;
- Intervalo de tempo desde o início da aplicação da carga até ser atingida a carga máxima;
- Padrão de fissuração;
- Distância entre os diversos pontos de leitura dos deslocamentos;
- Deslocamentos nos quatro pontos considerados e definidos na Fig. 5.151.

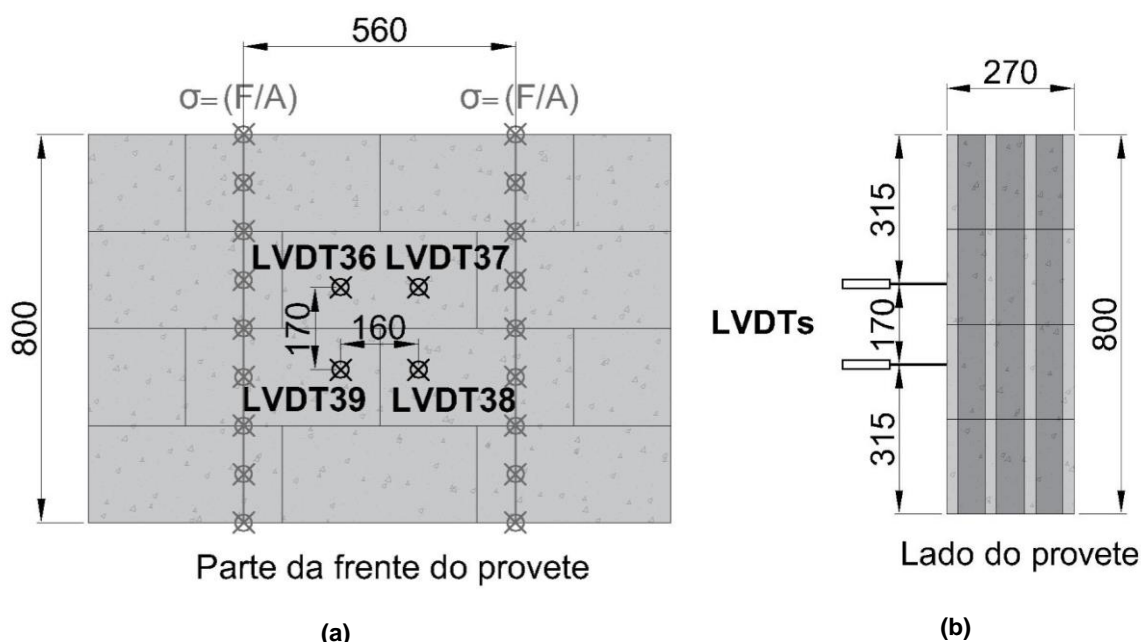


Fig. 5.151 - Esquema funcional do ensaio de caracterização mecânica à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais e instrumentação adotada (dimensões em mm).

5.11.2.5. Processamento dos Resultados

A resistência à flexão de cada provete, segundo a direção do plano de rotura perpendicular considerada, foi calculada de acordo com a equação (5.26.) já referida no subcapítulo 5.11.1.5, adaptando-se para as dimensões dos provetes do ensaio em estudo neste subcapítulo. A resistência característica à flexão, f_k foi definida no mesmo subcapítulo e calculada segundo a equação (5.27.).

5.11.2.6. Resistência à Flexão

A resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais obteve-se segundo a norma de ensaio NP EN 1052-2 [64], cujo procedimento de ensaio já foi descrito ao longo deste subcapítulo. Consideraram-se cinco provetes de alvenaria de bloco de betão.

5.11.2.7. Apresentação de resultados

Aplicando a norma deste ensaio obteve-se a resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais, a envolvente força versus deslocamento, a resistência característica à flexão e foi possível observar a abertura de fissuras no gráfico obtido (Fig. 5.152), através de pequenas quebras de força antes de se atingir a rotura dos provetes.

O gráfico resultante do ensaio de flexão, segundo a direção adotada neste ensaio, está representado na Fig. 5.152. É possível ver a força máxima que cada provete é capaz de suportar, assim como os deslocamentos sofridos.

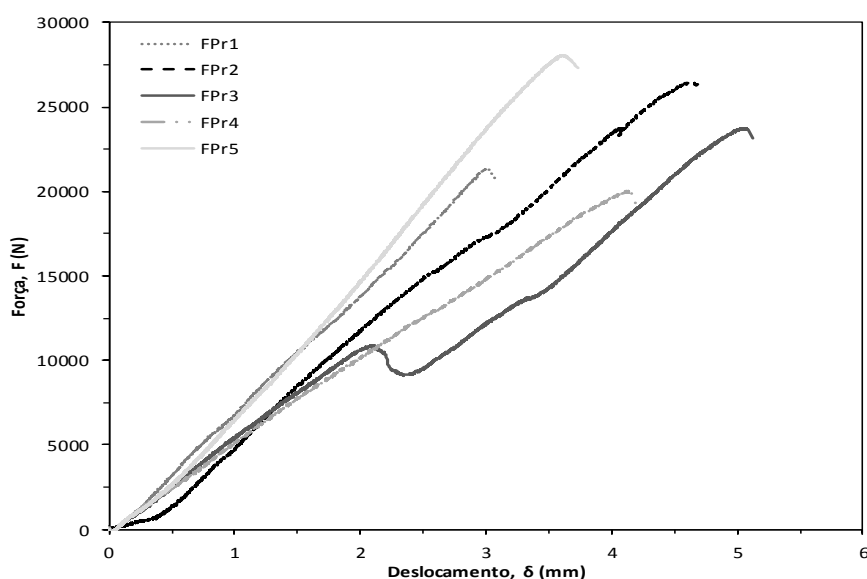


Fig. 5.152 - Força em função do deslocamento para ensaio de flexão segundo um plano perpendicular às juntas.

Na Tabela 5.24 apresentam-se os resultados obtidos neste ensaio, tais como as características geométricas, a força máxima resistida e a resistência à flexão de cada provete. A força máxima média resistida pelos muretes de alvenaria foi de 23944,5N, com um coeficiente de variação de 14,1% e a resistência à flexão média foi de 0,32 N/mm².

Tabela 5.24 - Resistência à flexão segundo um plano perpendicular às juntas.

Ensaio	Proвете	l_1 (mm)	l_2 (mm)	b (mm)	t_u (mm)	$F_{máx}$	f_{xi} (N/mm ²)
Ensaio de flexão segundo um plano perpendicular às juntas horizontais	FPr1	1100	560	828	270	21383	0,29
	FPr2	1100	560	835	270	26467	0,36
	FPr3	1100	560	840	270	23748	0,32
	FPr4	1100	560	830	270	20036	0,27
	FPr5	1100	560	835	270	28088	0,38
	Média (N/mm ²)	1100,0	560,0	833,6	270,0	23944,5	0,32
	Desvio Padrão (N/mm ²)	0,0	0,0	4,7	0,0	3369,4	0,05
	C. V. (%)	0,0	0,0	0,6	0,0	14,1	14,1

Para garantir que o setup de ensaio à flexão estava a funcionar corretamente, realizou-se um provete de teste, e o ensaio neste para confirmar as condições. O gráfico representado na Fig. 5.153 representa a relação força deslocamento obtida para esse provete.

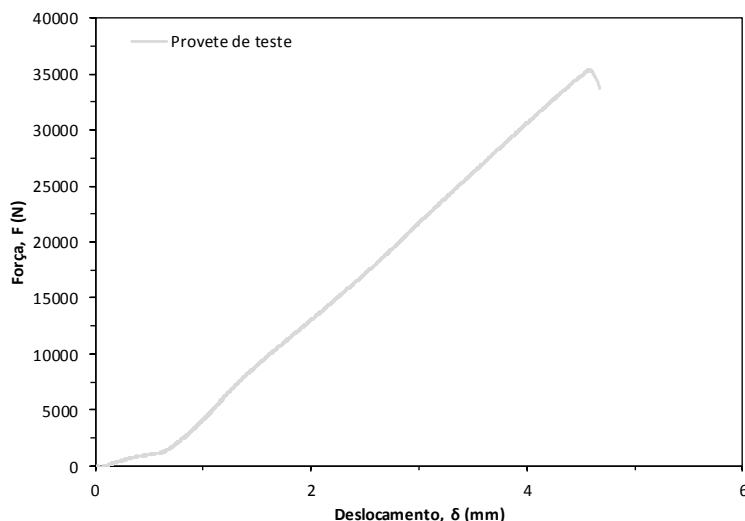


Fig. 5.153 - Resultados dos LVDTs para o provete de teste.

É de referir que este provete foi construído com o mesmo método e argamassa utilizada no ensaio de compressão diagonal do tipo II. A força máxima do provete em questão foi de 35360,2N e a resistência à flexão 0,47N/mm².

5.11.2.8. Análise e Discussão de Resultados

A partir de uma análise da Tabela 5.25 pode-se extrair o valor médio da resistência à flexão segundo a direção considerada neste ensaio, de 0,32N/mm², com um coeficiente de variação de 14,1%. O valor do coeficiente de variação é aceitável, havendo apenas uma ligeira variação das resistências à flexão de cada provete. Com a realização dos ensaios verificou-se que a rotura do provete, quando sujeito ao esforço de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas verticais, se deu pelas juntas verticais entre a zona de aplicação da carga, e pelos blocos, podendo assim afirmar-se que as unidades de alvenaria continuam para a resistência à flexão para além do atrito entre os blocos e as argamassas.

Tabela 5.25 - Quadro resumo da análise estatística das propriedades mecânicas estudadas.

Propriedade mecânica	Grandeza Estatística	Unidades	Provetes FPr
Resistência à flexão segundo um plano perpendicular às juntas horizontais	Média	(N/mm ²)	0,32
	Desvio Padrão	(N/mm ²)	0,05
	Coeficiente de variação	(%)	14,1

A resistência característica à flexão foi obtida pela equação (5.31.).

$$f_k = \frac{0,32}{1,5} = 0,21 \text{ N/mm}^2 \quad (5.31.)$$

A título apenas comparativo, pois o ensaio do provete de teste não possui o mínimo de provetes necessários para estar de acordo com a norma, conclui-se que a resistência do provete contruído com argamassa do tipo B é aproximadamente 1,47 vezes superior à resistência média dos provetes contruídos com argamassa tipo A diferença que tem a ver com o facto da resistência do tipo B ser mais resistente à flexão do que a A.

A resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais é 1,28 vezes superior à resistência média à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais, o que seria de esperar, pois no caso do ensaio segundo um plano paralelo o provete oferece menos resistência pelo facto da aplicação da carga ser paralela à junta horizontal. No caso do ensaio de flexão segundo uma direção perpendicular às juntas horizontais, tanto os blocos como a interface argamassa/bloco oferecem resistência às cargas que solicitam o provete.

5.11.2.9. Evolução do Dano e Conclusões

Fez-se um registo fotográfico apresentado neste subcapítulo relativo à fissuração de todos os provetes ensaiados, no dia 22 de Fevereiro de 2016, com 33 dias de idade, após atingirem a rotura.

5.11.2.9.1. Proвете FPr1

Como se pode ver na Fig. 5.154 a rotura do primeiro provete deu-se segundo as fiadas verticais centrais (eixo de simetria vertical) do provete, prologando-se desde a argamassa até os blocos, chegando a atravessar estes pela zona dos septos.



(a)



(b)



(c)

Fig. 5.154 - Dano final do provete 2: (a) Parte de cima; (b) Frente do provete; (b) Parte de trás do provete.

5.11.2.9.2. Proвете FPr2

A rotura do segundo murete (Fig. 5.155) deu-se, como o anterior, por aproximadamente o eixo de simetria vertical do provete, havendo uma ligeira inclinação da fenda devido à tendência da fissuração se dar pela zona dos septos das unidades de alvenaria por ser uma zona mais frágil.

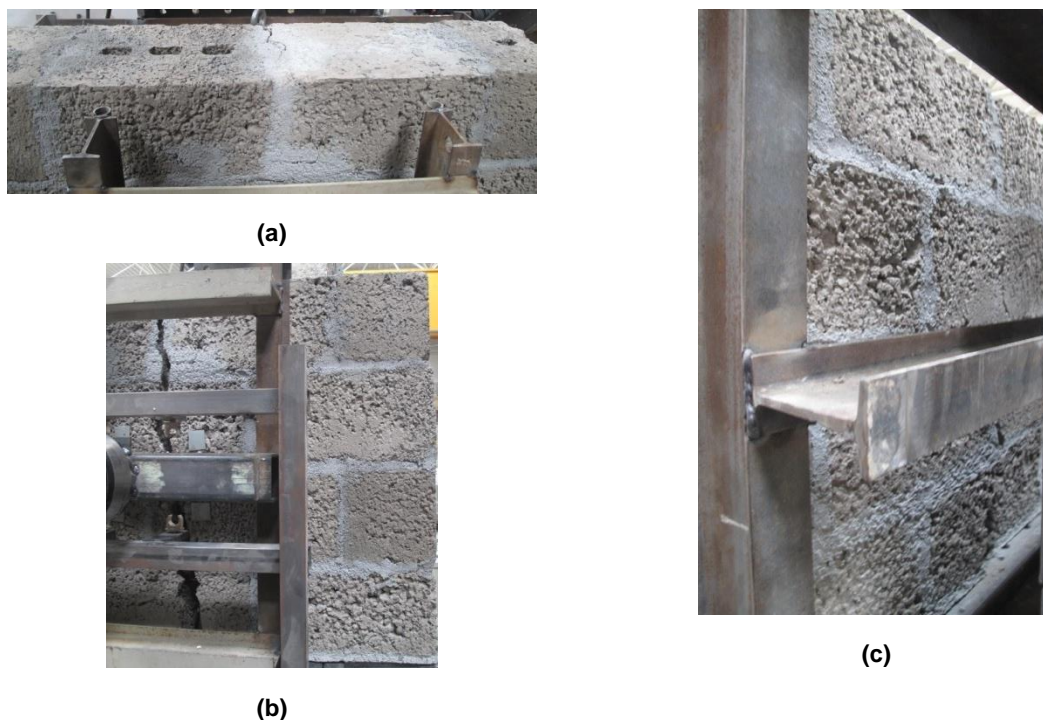


Fig. 5.155 - Dano final do provete 3: (a) Parte de cima; (b) Frente do provete; (b) Parte de trás do provete.

5.11.2.9.3. Provete FPr3

Apesar da rotura do terceiro provete (Fig. 5.156) não ser tão visível como as anteriores esta deu-se da mesma forma, seguindo a zona de limite entre argamassa e bloco da junta vertical central (eixo de simetria vertical do provete) e atravessando os blocos pela zona dos septos.

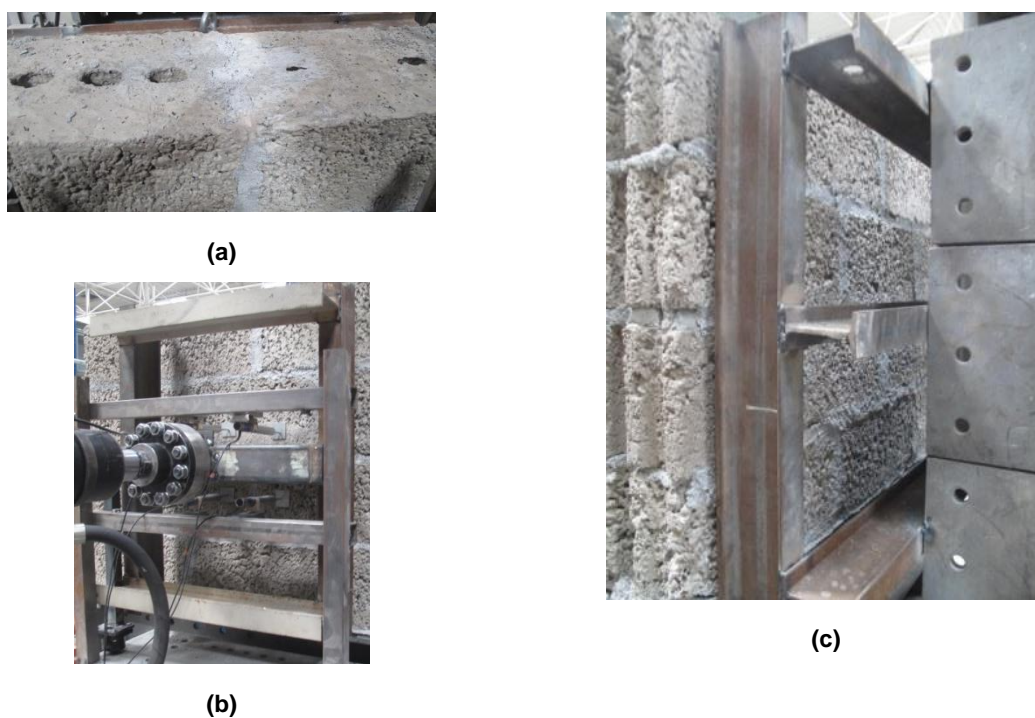


Fig. 5.156 - Dano final do provete 4: (a) Parte de cima; (b) Frente do provete; (b) Parte de trás do provete.

5.11.2.9.4. Provete FPr4

À semelhança dos modos de rotura dos provetes anteriores, a rotura do quarto provete, representada na Fig. 5.157, prolongou-se ao longo do eixo central do provete, deformando em torno deste, e havendo fissuração a atravessar o provete em altura ao longo das juntas centrais verticais e dos blocos.



(a)



(b)



(c)

Fig. 5.157 - Dano final do provete 5: (a) Parte de cima; (b) Frente do provete; (c) Parte de trás do provete.

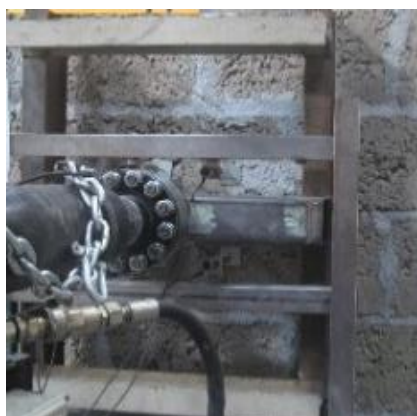
5.11.2.9.5. Provete FPr5

Por último, o dano apresentado pelo quinto provete, representado na Fig. 5.158, vem validar o padrão de fissuração que se verificou para os restantes provetes, havendo rotura ao longo das juntas verticais do eixo de simetria, havendo uma ligeira inclinação ao longo do provete com tendência para seguir o caminho de menor resistência do provete, ou seja, para além das zonas do limite argamassa-bloco, a zona dos septos dos blocos, como aliás já foi explicado em 5.9.9.



(a)





(c)

(b)

Fig. 5.158 - Dano final do provete 6: (a) Parte de cima; (b) Frente do provete; (b) Parte de trás do provete.

Na figura Fig. 5.159 representou-se a deformada que os provetes sujeitos à flexão segundo a direção definida neste ensaio sofreram. A rotação dos provetes deu-se em torno da linha de interseção do plano que passa na face de aplicação da carga e no plano que passa pela zona de fendilhação, obtendo-se uma deformada aproximadamente simétrica.

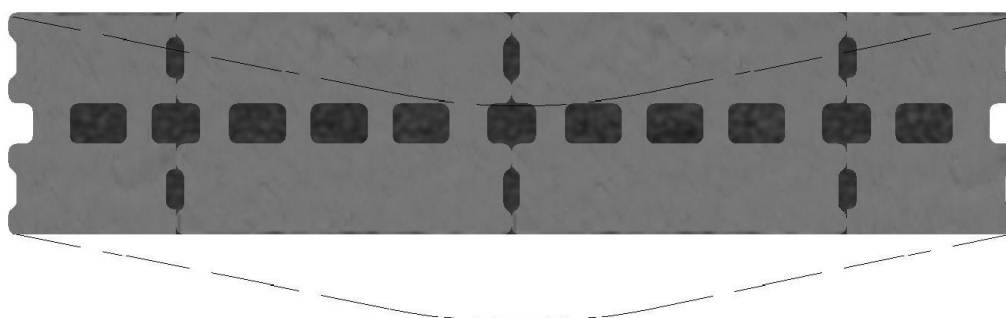
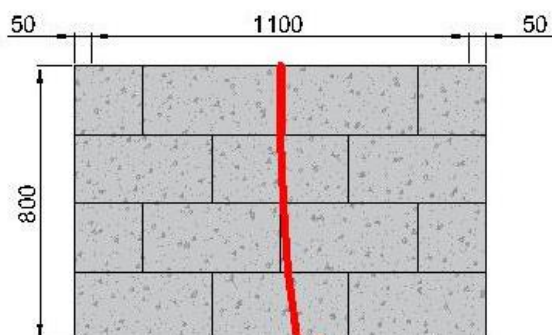
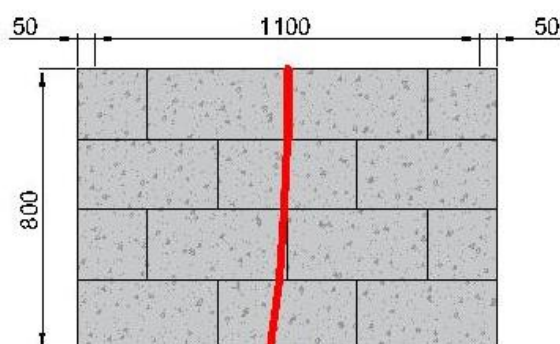


Fig. 5.159 - Deformada (linha a tracejado) do provete quando sujeito a flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais.

Verificou-se que a rotura dos provetes se deu principalmente pelo eixo de simetria vertical, havendo pequenas inclinações a tender para a direita ou esquerda, ao fazer-se uma análise de cima para baixo dos provetes, como mostra a Fig. 5.160.



(a)



(b)

Fig. 5.160 - Principais mecanismos de rotura identificados (dimensões em mm).

Com a realização dos ensaios de flexão pode-se concluir que a resistência dos muretes de alvenaria depende essencialmente da força de ligação entre a argamassa e os blocos.

5.12. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICO-EXPERIMENTAIS

Neste subcapítulo determinaram-se os valores de algumas das características mecânicas obtidas experimentalmente, recorrendo a expressões definidas pelo Eurocódigo 6 [60] e por alguns investigadores. Estes valores são obtidos mediante o conhecimento das propriedades mecânicas dos constituintes dos provetes de argamassa, das argamassas e dos blocos.

Realizou-se uma análise comparativa entre os valores experimentais e os valores teóricos de modo a averiguar o enquadramento das expressões indicadas na bibliografia utilizada, face aos resultados obtidos. Fez-se, portanto, uma análise teórica das características mecânicas dos provetes de alvenaria ensaiados à compressão simples e à flexão segundo um plano de rotura em ambas as direções. As restantes propriedades obtidas pelo ensaio de compressão diagonal não foram avaliadas por falta de bibliografia referente a resultados teóricos para estes ensaios.

5.12.1. RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA, MÓDULO DE ELASTICIDADE, MÓDULO DE DISTORÇÃO E COEFICIENTE DE POISSON

De modo a se determinar os valores teóricos da resistência característica à compressão de alvenaria e restantes propriedades, segundo o Eurocódigo 6, foi necessário definir as características dos blocos e das argamassas.

Relativamente às unidades de alvenaria estas são unidades de betão de agregados (correntes ou leves), de acordo com a EN 771-3 [58].

Para se determinar o grupo a que pertencem as unidades de alvenaria utilizadas para construir os muretes para ensaio à compressão simples de alvenaria, calcularam-se os parâmetros apresentados na Tabela 5.26, e comparou-se com o Eurocódigo 6, chegando à conclusão que as unidades de alvenaria são do grupo 2. A resistência média à compressão normalizada dos blocos utilizados nos muretes para ensaio à compressão simples é de $3,5 \text{ N/mm}^2$ com um coeficiente, f_b , de variação de 22,3% inferior aos 25% referidos no Eurocódigo 6 [60].

Tabela 5.26 - Requisitos geométricos para o agrupamento de unidades de alvenaria.

Requisitos:	Provetes ensaiados	EC6 [60]
Volume de furos (%)	38,0	≤60
Área de qualquer furo (%)	3,7	≤30
Septos exteriores (mm)	42,5	≥18
Septos interiores (mm)	30,0	≥15
Valor declarado da espessura combinada (% da largura)	36,3	≥18

Classificou-se as unidades de alvenaria ensaiadas segundo cada um dos lotes, seguindo os princípios estabelecidos pelo Eurocódigo 6 e obtendo-se a classe apresentada na Tabela 5.27.

Tabela 5.27 - Classe dos blocos.

Lote	Resistência à compressão normalizada (N/mm²)	Classe segundo o EC6 [60]
1	3,5	U3
2	4,7	U4

A argamassa de cimento utilizada possuía um traço 1:4 e era do tipo corrente. O valor médio da resistência à compressão da argamassa, f_m , usada na construção dos provetes para ensaio à compressão simples, obtido nos ensaios é de 16,1 N/mm². Fez-se uma classificação de todas as argamassas ensaiadas segundo a nomenclatura proposta pelo Eurocódigo 6 (Tabela 5.28).

Tabela 5.28 - Classificação das argamassas segundo o Eurocódigo 6.

Finalidade da argamassa		Resistência à compressão (N/mm²)	Classificação EC6 [60]
Ensaio de resistência à compressão de alvenarias		16,1	M15
Ensaio de resistência à tração por compressão diagonal de alvenarias	Tipo A	17,1	M15
	Tipo B	23,4	M20
Ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais		15,5	M15
Ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais		12,9	M10

A resistência à compressão de alvenarias, f_k , deve ser determinada a partir da equação (5.32.).

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (5.32.)$$

Em que:

- f_k – Resistência característica à compressão da alvenaria, em N/mm²;
- K – Constante dependente do tipo de unidade de alvenaria;
- α, β – Constantes;
- f_b - Resistência à compressão normalizada das unidades para alvenaria, na direção do efeito da ação aplicada, em N/mm²;
- f_m - Resistência à compressão da argamassa, em N/mm².

Como provetes foram construídos com argamassa corrente a fórmula a utilizar passa a ser a dada pela equação (5.33.).

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \quad (5.33.)$$

Dado que as unidades de alvenaria pertencentes ao grupo 2, o valor de K é de 0,45 [60].

Há a ter em conta que equação (5.33.) só é aplicável desde que se satisfaçam as seguintes condições:

- f_b não é superior a 75N/mm²;
- f_m não deve ser superior a 20N/mm² nem a $2f_b$ ($f_m = \min(f_m; 20N/mm^2; 2f_b)$), sendo neste caso, o menor dos valores $f_m = 2f_b = 2 \times 3,5 = 7,0N/mm^2$.

A nível mundial têm-se vindo a desenvolver vários estudos experimentais de modo a procurar correlações entre a resistência mecânica da alvenaria e as resistências mecânicas dos seus componentes. Uma destas correlações foi desenvolvida por Haller, que sugere como previsão para o valor da resistência à compressão da alvenaria, f_{cp} , a equação (5.34.) [66, 67].

$$f_{cp} = (\sqrt{1 + 1,5f_b} - 1)(0,8 + 0,057f_m) \quad (5.34.)$$

O fator de eficiência da parede é evidenciado pela relação $\frac{f_k}{f_b}$, pois a resistência das unidades de alvenaria contribui fortemente para a resistência global da parede. Assim alguns autores definiram esta relação para diferentes tipos de unidades de alvenaria utilizadas. Para blocos de betão Sven Sahlin [68], definiu a equação (5.35.).

$$f_k = (0,35 \text{ a } 0,55)f_b \quad (5.35.)$$

O Eurocódigo 6 apresenta uma forma de estimar o módulo de elasticidade em função da resistência característica da alvenaria, f_k (obtida pela fórmula do Eurocódigo 6), através da relação:

$$E = 1000f_k \quad (5.36.)$$

Segundo a mesma norma é ainda possível determinar o módulo de distorção, G , considerando-o igual a 40% do módulo de elasticidade, isto é:

$$G = 0,4E \quad (5.37.)$$

O coeficiente de Poisson, pode ser determinado pela relação entre o módulo de elasticidade e o de distorção já apresentada na equação (5.23.).

Na Tabela 5.29 resumem-se os valores obtidos para a resistência característica à compressão, o módulo de elasticidade, E, o módulo de distorção, G e o coeficiente de Poisson segundo o Eurocódigo 6, a resistência à compressão obtida pelas fórmulas de Haller e Sahlin. Também se apresentam os valores experimentais obtidos de modo a facilitar uma comparação dos resultados.

Comparando os valores experimentais com os teóricos, pode-se ver que a resistência característica à compressão ($2,0 \text{ N/mm}^2$) é ligeiramente superior (6%) à obtida pelo valor determinado através da expressão do Eurocódigo 6 ($1,9 \text{ N/mm}^2$). O módulo de elasticidade experimental ($5432,1 \text{ N/mm}^2$) é bastante superior (188%) ao obtido pela expressão do Eurocódigo 6 ($1939,1 \text{ N/mm}^2$). O valor extremamente baixo obtido por esta expressão estará provavelmente associado ao facto da equação (5.36.) ser bastante simplista para determinar uma propriedade que envolve alguns parâmetros. Como o módulo de distorção, G, e coeficiente de Poisson, ν , estão diretamente relacionados com o módulo de elasticidade segundo as expressões do Eurocódigo 6, estes apresentam também valores muito inferiores aos obtidos experimentalmente.

O valor médio da resistência à compressão obtido experimentalmente ($2,4 \text{ N/mm}^2$) é superior ao valor obtido pela expressão de Sahlin ($1,9 \text{ N/mm}^2$) e inferior ao obtido pela expressão de Haller ($3,0 \text{ N/mm}^2$).

Tabela 5.29 - Quadro resumo das principais características mecânicas teóricas e experimentais.

Propriedade	Valor		Observações
	Experimental	Teórico	
Resistência à compressão (N/mm^2)	2,4		NP EN 1052-1
Resistência característica à compressão (N/mm^2)	2,0		NP EN 1052-1
Resistência característica à compressão (N/mm^2)		1,9	EC6
Resistência à compressão (N/mm^2)		3,0	Haller
Resistências à compressão (N/mm^2)		1,9	Sahlin
Módulo de elasticidade (N/mm^2)	5432,1		NP EN 1052-1
Módulo de elasticidade (N/mm^2)		1939,1	EC6
Módulo de distorção (N/mm^2)	2511,6		ASTM E519-02
Módulo de distorção (N/mm^2)		775,6	EC6
Coeficiente de Poisson	0,08		
Coeficiente de Poisson		0,25	EC6

5.12.2. RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO UM PLANO DE ROTURA PARALELO E UM PLANO ROTURA PERPENDICULAR ÀS JUNTAS HORIZONTAIS

Como as paredes de alvenaria não têm propriedades isotrópicas a resistência à característica à flexão manifesta-se segundo duas direções principais como se mostra na Fig. 5.161 [66].

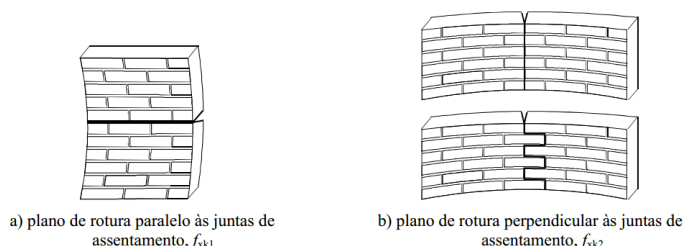


Fig. 5.161 - Planos de rotura da alvenaria em flexão (retirado de: EC6 [60]).

Valores de f_{ak1} para um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento

Unidades para alvenaria	f_{ak1} (N/mm ²)			
	Argamassa corrente		Argamassa para juntas delgadas	Argamassa leve
	$f_m < 5$ N/mm ²	$f_m \geq 5$ N/mm ²		
Cerâmicas	0,10	0,10	0,15	0,10
Silico-calcárias	0,05	0,10	0,20	não utilizada
De betão de agregados	0,05	0,10	0,20	não utilizada
De betão celular autoclavado	0,05	0,10	0,15	0,10
De pedra reconstituída	0,05	0,10	não utilizada	não utilizada
De pedra natural aparelhada	0,05	0,10	0,15	não utilizada

Valores de f_{ak2} para um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento

Unidades para alvenaria	f_{ak2} (N/mm ²)			
	Argamassa corrente		Argamassa para juntas delgadas	Argamassa leve
	$f_m < 5$ N/mm ²	$f_m \geq 5$ N/mm ²		
Cerâmicas	0,20	0,40	0,15	0,10
Silico-calcárias	0,20	0,40	0,30	não utilizada
De betão de agregados	0,20	0,40	0,30	não utilizada
De betão celular	$\rho < 400$ kg/m ³	0,20	0,20	0,15
autoclavado		0,20	0,30	0,15
De pedra reconstituída	0,20	0,40	não utilizada	não utilizada
De pedra natural aparelhada	0,20	0,40	0,15	não utilizada

Fig. 5.162 - Quadros com os valores da resistência à flexão de provetes de alvenaria (retirado de Eurocódigo 6 [60]).

A resistência característica à flexão segundo ambos os planos de rotura pode ser determinada através de tabelas fornecidas pelo Eurocódigo 6 (Fig. 5.162), em função do tipo de unidade de alvenaria e da resistência à compressão das argamassas utilizadas na construção dos provetes. Na Tabela 5.30 apresentam-se os valores teóricos obtidos pelo Eurocódigo 6 e os valores obtidos experimentalmente.

O valor médio da resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais experimental é de 0,17 N/mm² e o valor teórico é de 0,10 N/mm², sendo este valor cerca de 0,59 vezes inferior ao valor experimental. Ao contrário o valor da resistência característica à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas é cerca 1,9 vezes superior ao valor experimental.

Tabela 5.30 - Quadro resumo das principais características mecânicas teóricas e experimentais.

Propriedade	Valor		Observações
	Experimental	Teórico	
Resistência característica à flexão:			
Direção do plano de rotura paralelo às juntas de assentamento (N/mm²)	0,17		EN NP 1052-2
Direção do plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento (N/mm²)	0,21		EN NP 1052-2
Resistência característica à flexão:			
Direção do plano de rotura paralelo às juntas de assentamento (N/mm²)		0,10	EC6
Direção do plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento (N/mm²)		0,40	EC6

5.13. CONCLUSÕES

A resistência mínima das unidades de alvenaria em zonas de alta sismicidade, $f_{b,min}$ (como é por exemplo a ilha do Faial onde as unidades de alvenaria ensaiadas são utilizadas) e restantes ilhas do grupo Central e Oriental, é de 4 N/mm² (perpendicularmente às juntas de assentamento no plano da parede), segundo o Eurocódigo 8 [8] (sendo o valor mínimo de resistência da argamassa estabelecido pelo Eurocódigo 6 igual). Analisando os valores de resistência média à compressão obtidos, pode-se afirmar o que os blocos do lote 1 não satisfazem este critério ($f_{b,normalizado} = 3,5 \text{ N/mm}^2 < 4 \text{ N/mm}^2$) e os blocos do lote 2 satisfazem ($f_{b,normalizado} = 4,7 \text{ N/mm}^2 > 4 \text{ N/mm}^2$). Assim pode-se afirmar que estas unidades de alvenaria devem ser melhoradas por forma a satisfazer os critérios mínimos impostos pelos Eurocódigos de dimensionamento e se evitarem colapsos de paredes e edifícios.

É requerida uma resistência mínima à compressão, $f_{m,min}$ para a argamassa de alvenaria simples ou confinada, segundo o Eurocódigo 8, de 5 N/mm² [8]. Analisando os valores das resistências médias à compressão obtidas para cada uma das argamassas utilizadas, pode-se ver que todos os valores satisfazem este critério sendo bastante superiores, (o valor mais baixo é de 12,9 N/mm² e ainda assim é 2,58 vezes superior ao mínimo exigido).

Os provetes a serem ensaiados, que traduzem o tipo de construção adotado nas ilhas açorianas, satisfazem as soluções construtivas referidas no Eurocódigo 8, sendo as juntas verticais preenchidas.

Os provetes de alvenaria ensaiados à compressão, f , possuem uma resistência média à compressão de 2,4 N/mm² e um módulo de elasticidade, E , entre os 4138,2 N/mm² e os 5432,1 N/mm², sendo o valor da resistência média à compressão cerca de seis vezes superior à resistência média em corte (tração diagonal), f , de 0,4 N/mm². A rigidez é cerca de duas vezes superior nos provetes quando ensaiados à compressão comparativamente com os provetes ensaiados ao corte (módulo de distorção, G , médio é de 2511,6 N/mm²).

O modo de rotura dos provetes de alvenaria sujeitos à compressão simples, observou-se ser principalmente segundo os septos dos blocos de betão, já no caso dos provetes de alvenaria ensaiados ao corte, observou-se que a rotura se deu principalmente pela interface bloco/argamassa das juntas, seguindo o traçado das juntas de assentamento e de topo.

Não foi conclusiva a influência da utilização de dois tipos de cimento de resistências diferentes nas argamassas dos provetes de ensaio de compressão diagonal, pelo facto de o conjunto de provetes com argamassa mais resistente ter exibido deficiente execução das juntas de topo. O provete do tipo 2 obteve uma resistência média à compressão, f , de $0,3 \text{ N/mm}^2$ e um módulo de distorção, G , de $3362,6 \text{ N/mm}^2$.

Relativamente aos provetes de alvenaria ensaiados à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais obteve-se uma resistência média à flexão, f_{xi} , $0,32 \text{ N/mm}^2$, sendo 1,28 vezes superior à resistência média à compressão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais ($0,25 \text{ N/mm}^2$). Esta superioridade de valor tem a ver com o facto de no ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular tanto as juntas verticais dos provetes como os blocos fazem face às cargas aplicadas, enquanto que no caso dos ensaios à flexão segundo um plano paralelo, como as cargas são aplicadas paralelamente às juntas horizontais são praticamente apenas estas que resistem às forças a que o provete está sujeito.

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

Neste capítulo são descritas algumas dificuldades que se observaram durante a execução deste estudo, assim como as conclusões relativas à construção existente nas ilhas do Faial, São Miguel e Terceira, com base nos edifícios estudados assim como a viabilidade do uso de alvenarias com os blocos estudados da ilha do Faial a nível de questões de segurança. No final são especificados alguns trabalhos que se poderão vir a desenvolver de modo a complementar a investigação levada a cabo neste trabalho.

Os principais obstáculos encontrados na realização deste trabalho de investigação estão relacionados com a extrema dificuldade de obtenção de projetos de edifícios existentes para estudo, assim como a falta de informação estrutural dos projetos e por vezes de coerência entre projetos de arquitetura e estabilidade e pouca informação relacionada com as soluções de alvenaria adotadas. Outro obstáculo imposto foi a dificuldade de obtenção dos materiais para a realização dos ensaios de caracterização mecânica, por terem que vir dos Açores, como tal e devido aos elevados custos de transporte associados ao envio dos materiais não foi possível realizar mais amostras para serem ensaiadas de modo a melhorar os coeficientes de variação dos resultados obtidos.

No projeto de dimensionamento de edifícios é imperativo, para zonas com sismicidade, como é o caso das ilhas do grupo Central e Oriental dos Açores, ter em conta as alvenarias de enchimento, pois apesar de serem elementos não estruturais, podem alterar a resposta e comportamento dos edifícios de betão armado, provocando diversos mecanismos de rotura da estrutura de betão armado e colapso dos edifícios. Esta consideração das paredes de alvenaria no dimensionamento apesar de não ser exigida pela regulamentação atual (RSA) já está patente do Eurocódigo 8.

Na análise dos projetos de edifícios recolhidos, as variáveis geométricas escolhidas para estudo, e relações entre estas permitiram ter uma noção da viabilidade dos pórticos de alvenaria confinada existentes, face à sua resistência à ação sísmica. Em suma as paredes de alvenaria estudadas, possuem alguma variabilidade das características estudadas, obtendo-se alguns resultados próximos dos estudados em edifícios do continente Português e satisfazem o critério de dimensionamento imposto pelo Eurocódigo 8 da relação entre o comprimento da parede, l , e a maior altura livre, h das aberturas adjacentes à parede.

As tipologias de paredes identificadas, quando sob ação sísmica podem levar à formação mecanismos que conduzem ao colapso dos pórticos de betão armado, como por exemplo pelo mecanismo de piso ou pilar curto. A própria queda dos blocos constituintes facilmente provoca a perda de vidas.

Da parte experimental deste trabalho pode-se concluir que os blocos do primeiro lote não satisfazem a resistência mínima à compressão exigida pelo Eurocódigo 8 para zonas com a sismicidade da ilha de onde vieram e são utilizadas essas unidades de alvenaria $f_{b,normalizado} = 3,5 N/mm^2 < 4 N/mm^2$. É necessário vital proceder-se a mais ensaios para confirmar estes resultados e proceder-se ao estudo de possíveis soluções de reforço que tornem as paredes de alvenaria construídas com o tipo de blocos ensaiados minimamente resistentes face a um sismo.

As argamassas utilizadas, que pretendiam representar as argamassas utilizadas na construção açorianas, satisfazem os requisitos do Eurocódigo 8 sendo todos os valores de resistência à compressão superiores ao valor mínimo desta norma ($5 N/mm^2$) [8].

Com base nos dados obtidos dos ensaios de caracterização mecânica das alvenarias de blocos dos Açores, pode verificar-se que em compressão simples de provetes de alvenaria uma resistência média à compressão de $2,4 N/mm^2$ e um módulo de elasticidade, E , entre os $4138,2 N/mm^2$ e os $5432,1 N/mm^2$. A resistência média à compressão de provetes de alvenaria é cerca de seis vezes superior à resistência média ao corte/tração diagonal ($0,4 N/mm^2$), enquanto a rigidez é cerca de duas vezes superior nos provetes quando ensaiados à compressão relativamente aos provetes ensaiados ao corte (módulo de distorção, G , médio é de $2511,6 N/mm^2$). Nos ensaios de compressão simples, observou-se que os provetes de alvenaria fendilham mais nas zonas dos septos. Nos ensaios de tração por compressão diagonal verificou-se que os provetes fissuram principalmente pela interface bloco/argamassa das juntas, seguindo o traçado das juntas de assentamento e de topo. Não foi conclusiva a influência da utilização de dois tipos de cimento de resistências diferentes nas argamassas dos provetes de ensaio de compressão diagonal, pelo facto de o conjunto de provetes com argamassa mais resistente ter exibido deficiente execução das juntas de topo.

Pode-se concluir que a resistência média à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais ($f_{xi} = 0,32 N/mm^2$) é 1,28 vezes superior à resistência média à compressão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais ($f_{xi} = 0,25 N/mm^2$) pois no caso do ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular tanto as juntas verticais dos provetes como os blocos fazem face às cargas aplicadas, enquanto no caso dos ensaios à flexão segundo um plano paralelo, como as cargas são aplicadas paralelamente às juntas horizontais são praticamente apenas estas que resistem às forças a que o provete está sujeito.

A rotura dos provetes de alvenaria ocorreu normalmente na interface argamassa-bloco, pelo facto da resistência da argamassa ser mais elevada comparativamente com a do bloco, que consequentemente tem um maior módulo de elasticidade. Assim para uma mesma força atuante nos dois elementos, faz com que argamassa seja capaz de sofrer deslocamentos menores, desencadeando a rotura pela interface.

Averiguou-se que existe uma grande variabilidade das características mecânicas das alvenarias, desde os blocos, argamassas até aos próprios provetes que pretendem simular o comportamento das paredes de alvenaria, o que leva a concluir que essas paredes possuem uma alta variabilidade das características mecânicas, e que por não terem sido controladas em laboratório como a construção dos provetes foi, devem ser ainda maiores. A qualidade tanto dos blocos de betão, como das argamassas e da mão-de-obra são essenciais para um melhor desempenho das paredes de alvenaria.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Por forma a complementar este trabalho devem ser realizados estudos, tais como:

- Recolha de projetos de edifícios de outras ilhas aqui não estudadas para ampliar a base de dados;
- Recolher mais dados relativos ao tipo de painéis de alvenaria usados (parede simples ou dupla) e os blocos utilizados;
- Repetir a parte experimental desta dissertação, para os blocos da ilha do Faial e expandir a blocos de outras ilhas, de modo a analisar-se as diferenças das características mecânicas entre tipos de blocos usados, considerando tanto blocos com aberturas como maciços e averiguar quais as melhores unidades de alvenaria a utilizar em paredes de alvenaria confinada de acordo com as resistências mínimas exigidas pelos Eurocódigos 6 e 8.
- Criar modelos numéricos que representem os provetes ensaiados usando os valores obtidos em laboratório para os calibrar;
- Desenvolver um conjunto de campanhas experimentais e de monitorização nas paredes de alvenaria de enchimento existentes em edifícios nas ilhas do arquipélago, de modo fazer-se uma caracterização mecânica da construção existente;
- Definir estratégias e técnicas de reforço das alvenarias de bloco;
- Como as alvenarias ensaiadas apresentaram um comportamento frágil, seria interessante estudar métodos para tornar estas alvenarias mais dúcteis, criando técnicas para reforço das alvenarias já existentes assim como para implementar na nova construção.

Referências Bibliográficas

1. Furtado, A., et al., *Characterization of structural characteristics of portuguese RC buildings with masonry infill walls stock*, in *9th International Masonry Conference*. July, 2014: Guimarães, Portugal
2. Furtado, A., et al., *Geometric characterization of Portuguese RC buildings with masonry infill walls*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2015.
3. Varum, H., *Avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios existentes*. 2003, Secção Autónoma de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil: Aveiro, Portugal.
4. *Centro de Vulcanologia e Avaliação de Riscos Geológicos*. [cited 2015 25 de Setembro]; Available from: www.cvarg.azores.gov.pt.
5. *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P. - Facebook Page*. [cited 2015 22 de Setembro]; Available from: <https://www.facebook.com/LNEC-Laborat%C3%B3rio-Nacional-de-Engenharia-Civil-IP-395181000653683/timeline/>.
6. *Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos*. 1958: Lisboa.
7. *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*. 1983.
8. IPQ, *Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*, in *NP EN 1998-1 2010*: Caparica Portugal.
9. *Relatório do Estado do Ordenamento do Território*. 2003. p. 9.
10. Leite, L.E.M., *Concepção de um sistema de alvenaria à base de blocos de betão com bagacina vocacionado para a construção nos Açores*, ed. H.J.C.d. Sousa. 2008, Porto:: [s. n.].
11. Pousadas, A., et al., eds. *Sismo 1998 - Açores - Uma década depois*. 1 ed., ed. C.S. OLIVEIRA, COSTA, Aníbal, NUNES, João C. 2008.
12. Nunes, J.C., V.H. Forjaz, and C.S. Oliveira, *Catálogo Sísmico da região dos Açores Versão 1.0 (1850-1998)*, in *6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*. 2004. p. 10.
13. Nunes, J.C. and V.H. Forjaz, *Rochas da ilha do Pico*, I.d.p.i.d. Açores, Editor. 2001: São Miguel: Direção Regional da Cultura.
14. França, Z., et al., *Geologia dos Açores: Uma perspectiva actual*. 2005, Ponta Delgada: Observatório Vulcanológico e Geotérmico dos Açores.
15. Oliveira, C.S., A.R.A. Lucas, and J.H.C. Guedes, *10 Anos Após o Sismo de 1 de Janeiro de 1980*. Vol. 2. 1992, Lisboa: LNEC.
16. Martins, J.Á., *As pedras também falam*, in *Boletim do Núcleo Cultural da Horta n.º13*. 2004.
17. Fraga, C.A.F., *Caracterização Geotécnica de Escórias Vulcânicas*. 1988, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa: Lisboa, Portugal.
18. *SIARAM Açores*. [cited 2015 25 de Setembro]; Available from: <http://siaram.azores.gov.pt/>.
19. *Wikipedia*. [cited 2015 25 de Setembro]; Available from: <https://pt.wikipedia.org/wiki/Bagacina>.
20. LREC, *Catálogo de materiais endógenos ou produzidos e transformados na Região Autónoma dos Açores*. 2013.
21. *José Dâmaso & Filhas Lda*. [cited 2015 26 de Setembro de 2015]; Available from: <https://www.facebook.com/jdbasaltos/photos/pcb.493525854147983/493525747481327/?type=3&theater>.
22. Neves, F., *Avaliação da vulnerabilidade sísmica do parque habitacional da ilha do Faial*. 2008, Universidade de Aveiro: Aveiro, Portugal. p. 122.
23. Lopes, M., M.P.d.S. Lopes, and R.M. Delgado, *Sismos e Edifícios*, ed. M.M.P.d.S.L. Lopes and R.M. Delgado. 2008, Amadora:: Edições Orion.
24. *Regulamento de Solicitação de Edifícios e Pontes*, in *Decreto n.º 44041 de 18 de Novembro*. 1961.

25. *Regulamento de Pontes Metálicas*, in Decreto n.º 4036 de 28 de Março. 1929.
26. *Regulamento de Estruturas de Betão Armado*, in Decreto n.º 47723 de 20 de Maio. 1967.
27. CEB/FIP, *Code Modèle pour les Structures en Béton* in *Bulletin d'Information* 124/125. 1978: Paris.
28. *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Porto Editora.
29. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings*. 2010, CEN (European Committee for Standardization).
30. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. 2005, CEN (European Committee for Standardization).
31. Câmara, F., *Evolução das soluções de reabilitação recente nos Açores motivada pela ação sísmica*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2010, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto: Porto, Portugal.
32. Furtado, A., *Avaliação de soluções de reforço para edifícios com r/c vazado*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2013, Universidade de Aveiro: Aveiro, Portugal.
33. Rodrigues, H.F.P., *Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios*, in *Departamento de Engenharia Civil*, H.S.A. Varum and A.G.d. Costa, Editors. 2005, Faculdade de Engenharia Civil da Universidade do Porto: Porto, Portugal.
34. Rodrigues, H.F.P., *Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios*, ed. H.S.A. Varum and A.G.d. Costa. 2005, Porto:: [s.n].
35. Vaz, C.J.A.M.T. [cited 2015 15 de Outubro]; Available from: <http://engenhariacivilemacao.blogspot.pt/2010/09/projeto-sismico-de-pontes-de-concreto.html>.
36. Varum, H., *Reabilitação e Reforço Sísmico de Estruturas de Betão Armado*, in *Avaliação e Reabilitação das Construções Existentes*. 2008.
37. Moehle, J.P. and S.A. Mahin, *Observations on the behaviour of reinforced concrete buildings during earthquakes*, in *American Concrete Institute, SP-127, Earthquake-Resistant Concrete Structures - Inelastic Response and Design*, S.K.Ghosh (ed.). 1991.
38. Davis, r., et al., *Effect of Infill Stiffness on Seismic Performance of Multi-Storey RC Framed Buildings in India*, in *13th World Conference on Earthquake Engineering*. 2004: Vancouver, B. C., Canada.
39. Panagiotis, I.P.G., G. Asteris, and Z. Chrysostomou, *Modeling of Infilled Frames With Openings*. The Open Construction and Building Technology Journal, 2012. 6: p. 81-91.
40. Arêde, A., *Apontamentos de Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*. DEC - Estruturas. 2012, Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
41. Milheiro, J.L.V., *Estudo numérico da influência de painéis de enchimento de alvenaria de tijolo no comportamento sísmico de estruturas porticadas existentes de betão armado*, ed. A.J.C.D. Arêde. 2008, Porto:: [s. n.].
42. ZANG, Z.Y.C., *Study on the effect of the infill walls on the seismic performance of reinforced concrete frame*. 2011. 10.
43. FAFJAR, M.D.P., *Soft Storey Effects in Uniformly Infilled Reinforced Concrete Frames*. Journal of Earthquake Engineering, January 2000 2001: p. 1-12.
44. *The Nature of Ground Motion and Its Effect on Buildings*. [cited 2015 10 de Outubro]; Available from: <http://nisee.berkeley.edu/lessons/arnold.html>.
45. Sucuoglu, H., *The 1999 Kocaeli and Düzce-Turkey earthquakes*. Workshop on Mitigation of Seismic Risk: Support to Recently Affected European Countries, JRC, Belgirate, Italy, 2000(November).
46. Furtado, A.e.a., *Evaluation of different strengthening techniques' efficiency for a soft storey building*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2015: p. 1-18.
47. Borges, A.M.S., *Identificação das tipologias de paredes de alvenaria de enchimento e caracterização do sistema estrutural em edifícios existentes de betão armado*, in

- Departamento de Engenharia Civil. 2015, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto, Portugal.
48. Instituto Nacional de Estatística, I., *Censos 2011 - Resultados definitivos*. 2012.
 49. Açores, S.R.d.E.d. [cited 2015 25 de Setembro]; Available from: <http://estatistica.azores.gov.pt/>.
 50. Microsoft, *Microsoft Excel (Version: 2016) [Software]*. 2015.
 51. Autodesk, *AutoCAD - English (Version: 2015) [Software]*. 2014.
 52. OriginLab, *OriginPro (Version: 9) [Software]*. 2012.
 53. Bal, I.E., et al., *Detailed assessment of structural characteristics of Turkish RC building stock for loss assessment models*, in *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2008.
 54. Silva, V., *Development Of Open Models And Tools For seismic Risk Assessment: Application To Portugal*. 2013, Aveiro, Portugal: Universidade de Aveiro.
 55. Wikipedia. Coefficient of determination [cited 2016 25 de Fevereiro]; Available from: https://en.wikipedia.org/wiki/Coefficient_of_determination.
 56. Dialer, C., *Typical masonry failures and repairs: a German engineer's view. Progress in Structural Engineering and Materials*. 339 ed, ed. L. John Wiley & Sons. Vol. 4. 2002.
 57. Sousa, R.M.A.V.d., *Caracterização experimental mecânica e análise numérica de elementos para alvenaria com isolamento térmico distribuído*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2009, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto, Portugal.
 58. IPQ, *Especificações para unidades de alvenaria. Parte 3: Blocos de betão de agregados (agregados correntes e leves)*, in *NP EN 771-3 2002*: IPQ, Caparica, Portugal.
 59. Lourenço, P.B., *Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behaviour of masonry*, in *Structural Analysis of historical constructions II*, P. Roca, et al., Editors. 1998, CIMNE: Barcelona.
 60. IPQ, *Eurocódigo 6: Projeto de estruturas de alvenaria. Parte 1-1: Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada*. 2015: Caparica, Portugal.
 61. Gouveia, J. and P. Lourenço, *O Eurocódigo 6 e o dimensionamento de estruturas de alvenaria*. Construção Magazine, 2006.
 62. IPQ, *Método de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão*, in *NP EN 772-1*. 2002: IPQ, Caparica, Portugal.
 63. CEN, *Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*, in *EN 1015-11*. 1999: Brussels.
 64. IPQ, *Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 2: Determinação da resistência à flexão*, in *NP EN 1052-2*. 2002: IPQ, Caparica, Portugal.
 65. International, A., *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*, in *E 519 - 02*. 2002: West Conshohocken, PA, United States.
 66. Pereira, P., *Avaliação do desempenho das envolventes dos edifícios face à acção dos sismos*, in *Escola de Engenharia*. 2013, Universidade do Minho.
 67. Gouveia, J., *Comportamento de estruturas de alvenaria por aplicação de acções de compressão*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2000, Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade do Coimbra
 68. Oliveira, L.A.P., *Apontamentos sobre Alvenarias. Apontamentos das aulas de Mestrado da disciplina de Estruturas de Alvenarias e Madeira*, ed. D.E.C./F.C.T.U.C. 1995, Coimbra.
 69. Carvalho, N.M.S.A.C., *Caracterização e avaliação da durabilidade de produtos de construção contendo bagacinas*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2008, Faculdade de Engenharia Civil da Universidade do Porto: Porto, Portugal. p. 151.
 70. Lamas, B., ed. *Manual de Restauro e Recuperação/ Guia do Construtor, Zona Antiga da Cidade da Horta*. 2003, Câmara Municipal da Horta: Horta, Faial.

ANEXOS

ANEXO	3
A.....	3
A.1. ELEMENTOS COMPLEMENTARES DA REALIDADE SÍSMICA E CONSTRUTIVA AÇORIANA.....	3
A.1.1. Registo dos Sismos de Maior Magnitude	3
A.1.2. Recursos Litológicos	7
A.1.3. Processo de fabrico dos blocos	14
A.1.4. Blocos Produzidos em São Miguel.....	16

ANEXO

A

A.1. ELEMENTOS COMPLEMENTARES DA REALIDADE SÍSMICA E CONSTRUTIVA AÇORIANA

A.1.1. REGISTO DOS SISMOS DE MAIOR MAGNITUDE

Neste anexo apresenta-se uma tabela com o registo de todos os sismos que ocorreram no arquipélago, desde que foi povoado, com intensidade superior a VII na escalada de Mercalli Modificada (Tabela A.1).

Tabela A.1 - Sismos de intensidade maior ou igual a VII na escala de Mercalli Modificada ocorridos nos Açores. O "?" significa incerteza em relação ao parâmetro em causa (Adaptado de: Nunes, Forjaz [12]).

Data	Localidade afetada	Ilha	Epicentro	Profundidade (km)	Máxima Intensidade	Máxima Intensidade observada	Vítimas mortais
22/10/152 2	Vila Franca	São Miguel	37,7°N/25,4°W	12		X	4000 a 5000 em 20000 hab.
17/05/154 7	Zona Norte	Terceira			VII	VIII	> 3
??/08/157 1	?	Terceira			VII?		
26/07/159 1	Vila Franca	São Miguel			VIII	IX	"muitas"
24/05/161 4	Praia da Vitória	Terceira	a Este da P. Vitória		IX		> 200
08/12/171 3	Ginetes	São Miguel			VIII		
13/06/173 0	Luz	Graciosa	Caldeira		VIII	IX ?	
09/07/175 7	Calheta	São Jorge	38,6°N/28,0°W	10,7	XI		1046
24/06/180 0	Praia da Vitória	Terceira	a Este da Terceira		VII	VIII	0
26/01/180 1	São Sebastião	Terceira	a Este da Terceira		VIII		2
21/01/183	Guadalupe e Santa Cruz	Graciosa			IX ?		3



7							
15/06/184 1	Praia da Vitória	Terceira	a Este da P. Vitória		IX		0
16/04/185 2	Ribeira Grande	São Miguel			VIII		9 a 12
09/02/188 1	Povoação	São Miguel			VII ?		1
26/01/191 2	Angra do Heroísmo	Terceira			VII		
06/11/191 2	Praia da Vitória	Terceira			VII	VIII	
31/08/192 6	Horta	Faial	38,5°N/28,6°W	1,6-4,8	X		9
05/08/193 2	Povoação	São Miguel	37,8°N/25,1°W		VII		
27/04/193 5	Povoação	São Miguel	37,7°N/25,4°W		VII		1
21/11/193 7	Santo Espirito	Santa Maria	36,8°N/26,1°W		VII		
08/05/193 9	Santo Espirito	Santa Maria	37,0°N/24,5°W		VII		
	Ribeira Quente	São Miguel					
15/06/194 5	Capelo	Faial			VII		

27/12/194 6	Serreta	Terceira			VII	VIII	
29/12/195 0	Agualva	Terceira	38,7°N/27,2°W		VII		
26/06/195 2	Povoação e Ribeira Quente	São Miguel	37,7°N/25,3°W		VII		
26/06/195 2	Ribeira Quente	São Miguel	37,7°N/25,3°W		VIII		
13/05/195 8	Praia Norte e Ribeira Funda	Faial	38,6°N/28,8°W	1	VIII	IX	
21/02/196 4	Rosais	São Jorge	38,7°N/28,2°W	9	VIII		
10/08/196 7	Monte Escuro	São Miguel	37,8°N/25,4°W		VII		
17/06/196 8	Várzea	São Miguel	37,7°N/25,9°W		VII		
23/11/197 3	Bandeiras	Pico	38,5°N/28,4°W	16	VII	VIII	
01/01/198 0	Doze Ribeiras	Terceira	38,8°N/27,8°W	10	VIII	IX	61
09/07/199 8	Ribeirinha	Faial	38,7°N/28,5°W	1,2	VIII	IX	8

A.1.2. RECURSOS LITOLÓGICOS

Na Tabela A.2, apresentam-se os recursos litológicos existentes nos Açores e a sua aplicabilidade na construção.


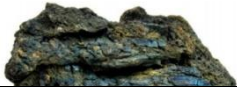
Tabela A.2 - Recursos litológicos e a sua aplicabilidade (Fonte: França, Cruz [14] e LREC [20])

Recurso litológico	Local	Características	Produtos comuns e aplicações	Fotografia
Basalto	Todas as ilhas	Cor acizentada escura a acizentada clara	Alvenarias das construções	
		Rochas mais vulgares	Revestimento em paralelepípedos (conhecido como calçada)	
		Rochas ricas em materiais ferromagnesianos	Guias ou pedras de passeios	
		Compactas	Cunhais de muros e de construções notáveis	
		Textura afanítica (quando não se consegue ver os minerais macroscopicamente) ou porfírica (quando se observam fenocristais piroxenas e plagioclases numa matriz mais fina)	Produção de brita e sarrisca para fabrico de betões	
		Normalmente pouco alterados (com exceção dos presentes em S. Maria)	Pedra de corte, usada em lintéis, ombreiras, guias de estrada ou de passeios, pavimentos exteriores ou interiores, arte funerária, etc.	
Traquitos	Não existem em Santa Maria, São	Rochas claras acizentadas, podendo apresentar aspeto brechóide, com laivos cinzentos-escuros	Cantaria Produção de betões	

Jorge e Pico	Rocha muito suscetível à alteração		Estatuária de interior e de exterior
	Proveniente de magmas viscosos e de erupções de carácter explosivo a muito explosivo		Adornos de passeios (calçada)
	Compactas	Pó de traquito alterado para arear facas e higiene de banheiras	
	Aspeto brechóide (rico em líticos) e com fiamme ⁵		Pedra de corte para ornamentação e decoração
	Acastanhados, apresentando, por vezes, colocação cinzenta escura		Cantaria
	Rocha branda e de fácil talhe	Pavimentos	
Ignimbritos soldados	Grande resistência à erosão		Lintéis
	Associados a erupções de carácter explosivo		Estatuária
	Compactas		
Pedra-pomes	Não existe	Tonalidade clara	Fabrico de betões leves e blocos



⁵ Fiamme - elementos alongados e juvenis presentes nos ignimbritos.



(polme)	em Santa Maria, São Jorge e Pico	Cor branca, amarela, cinza ou beije	Isolante e aditivo em solos argilosos, arejando-os	
		Muito porosa	Reduzido a pó e usado como produto de limpeza	
		Baixa densidade	Materiais de enchimento	
		Material vulcânico associado a magmas ácidos e a erupções de grande índice de explosividade	Caminhos rurais e florestais	
		Cor cinzento claro a beije	Agregado para betões	
Lahars e ignimbritos não soldados (tufos)	Os tufeiros mais importantes localizam-se no flanco norte do Vulcão do Fogo, em São Miguel	Aspeto arenoso e friável (fragmenta-se facilmente), englobando frequentemente blocos rochosos de natureza e dimensões variadas bem como restos de vegetação	Blocos de construção civil	
			Cimento	
		Apresentam grandes concentrações de líticos e de clastos de pedra-pomes de dimensões variadas	Telhas de cimento	
		Associados com erupções explosivas		
		Granulometria variável	Pavimentos	
Escórias e lapilli	Todas as ilhas	Apresenta tons negros ou, quando oxidados, cor avermelhada	Fabrico de blocos de construção civil	

basálticos (bagacina ou cascalho)	Rochas proveniente de magmas básicos	Materiais de enchimento em alvenarias
	Têm origem em erupções de carácter moderadamente explosivo	Sub-base
	Tochas granulares com textura vacuolar e	Caminhos rurais e florestais
	porosa e com dimensões que podem ir desde	Isolante
	Cinzas (finas e grosseiras) até lapilli e bloco	Constituinte de solos artificiais sobrepostos a rocha estéril
	Partículas soltas e por vezes, com compactação	Fornos
	Considerável	Lareiras
Peças decorativas		
Piroclastos submarinos ou tufos hialocástíticos	Rochas granulares com tons amarelados e acastanhados	Construção de fortalezas (por serem boas rochas em absorver impacto de projéteis) habitações e muros
	Compacidade assinalável comparado com os piroclastos basálticos	
	Rochas associadas a magmas basálticos	



Resultante de atividade hidrovolcânica (magma em contacto com água de lagoas ou mar)			
Obsidianas		Rocha de cor negra, brilho vítreo e fratura conchoidal	Fabrico de lâ de vidro
		Natureza ácida	Material de adorno
			Estatuária
			Joalharia
Argilas e "pozolanas"	Exploradas na sua maioria no Vulcão do Fogo (São Miguel), no norte das Flores e Santa Maria	Resultantes da alteração de basaltos, de traquitos ou de pedra-pomes	Fabrico de telhas
			Fabrico de Vasilhame
			Aditivos no fabrico de cimento
			Olaria
			Fabrico de tintas



Areia e calhaus de praias		Formações sedimentares, resultantes da abrasão marinha sobre as formações vulcânicas do litoral	Betões, betuminosos, asfaltos e afins Blocos de construção civil	
Calcários, calcarenitos e brechas Lumachélicas	Santa Maria	Cor clara	Cantaria Calcetamento de passeios	

A.1.3. PROCESSO DE FABRICO DOS BLOCOS

A maioria das fábricas produtoras de blocos de betão nos Açores, produzem também pré-lajes, lajetas, abobadilhas, lancis, vigotas, etc.

Os materiais envolvidos na constituição dos blocos são cimento Portland, vindo do terminal de São Miguel ou da Terceira, inertes naturais de origem vulcânica (bagacinas), estes em proporções que variam entre ilhas, mas normalmente dentro de 1:6, e água, em proporção adequada, de modo, a obter-se um betão de consistência seca.

Os blocos de betão de bagacinas são produzidos da seguinte forma:

- As bagacinas ou tufos vulcânicos são armazenados ao ar livre e o cimento em silos;



Fig. A.1 - Armazenamento de bagacinas ao ar livre (retirado de: Carvalho [69]).

- Transporte das bagacinas para a central de betonagem, através de um tapete, para as misturadoras, de capacidade variável, variando entre os 0,5 e 1 m³;
- Colocação dos inertes, e do ligante, ligando a betoneira fazer a mistura durante alguns segundos e só depois colocar a água;



Fig. A.2 - Colocação das bagacinas e cimento na betoneira (retirado de: Carvalho [69]).

- Transporte do betão, como auxílio de um empilhador;



(a)



(b)

Fig. A.3 – (a) Recolha da argamassa (retirado de: [69]).

- Fabrico dos blocos através da máquina;



Fig. A.4 - Fabrico de blocos (retirado de: [69])

- Cura dos blocos, ao natural, ou com endurecimento acelerado feito em câmaras de secagem, aproveitando o calor de hidratação do betão ou com fornecimento de vapor;
- Transporte dos blocos sobre paletes ou em pacotes cintados, com o auxílio de empilhadores, para o local de armazenamento, normalmente ao ar livre.



Fig. A.5 - Armazenamento de blocos (retirado de: [69]).

O controlo de qualidade é feito através da realização de ensaios segundo NP EN 771-3:2012, EN 998-2:2010 e EN 1745:2005 nas unidades de alvenaria.

A.1.4. BLOCOS PRODUZIDOS EM SÃO MIGUEL

Através da recolha de informação dos blocos produzidos na ilha de São Miguel, numa empresa produtora, realizou-se a Tabela A.3, com os dados relativos a ensaios nas unidades de alvenaria, e segundo as normas especificadas no parágrafo anterior.

Tabela A.3 - Características blocos fabricados em São Miguel.

Bloco		10	15	20	25	30
Características dimensionais	Comprimento (+3/-5) (mm)	500	500	500	500	500
	Largura (+3/-5) (mm)	100	150	200	250	300
	Altura (+3/-5) (mm)	200	200	200	200	200
Geometria	Espessura mínima dos Septos Exteriores (mm)	≥ 25	≥ 25	≥ 25	≥ 25	≥ 25
	Percentagem de Furação (%)	≤ 40	≤ 55	≤ 50	≤ 57	≤ 58
	Peso (Kg/un.)	10,5	12,5	17,5	20	23
	Quantidade/Paleta	108	72	60	48	36
Resistência à compressão (cat II) (N/mm ²)		2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Orientação dos blocos no ensaio		Perpendicular à face de assentamento	Perpendicular à face de assentamento	Perpendicular à face de assentamento	Perpendicular à face de assentamento	Perpendicular à face de assentamento

Regime de condicionamento	Seco ao ar	Seco ao ar	Seco ao ar	Seco ao ar	Seco ao ar
Processo de regularização das faces dos blocos	Regularização com argamassa	Regularização com argamassa	Regularização com argamassa	Regularização com argamassa	Regularização com argamassa
Resistência ao corte (N/mm ²)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Resistência ao fogo	Euroclasse A	Euroclasse A	Euroclasse A	Euroclasse A	Euroclasse A
Coefficiente de absorção de água por capilaridade (mg/m ² .s ⁻¹)	≤ 11	≤ 11	≤ 11	≤ 11	≤ 11
Isolamento sonoro a sons aéreos	Massa volúmica aparente (Kg/m ³) +/- 10%	1075	860	905	830
	Massa volúmica real (Kg/m ³) +/- 10%	1620	1465	1145	1500
Condutividade térmica (W/(mk)) (λ 10, seco)	0,33	0,37	0,46	0,74	0,74
Resistência à flexão	Quando requerido	Quando requerido	Quando requerido	Quando requerido	Quando requerido

Permeabilidade ao vapor de água	Coeficiente de difusão de vapor	5/15	5/15	5/15	5/15	5/15
---------------------------------	---------------------------------	------	------	------	------	------
